UNIVERSITY OF
ILLINOIS LIBRARY
AT URBANA - CHAMPAIGN
ENGINEERING

COUNT NO.	TITLE NO.	STYLE
76000 ENX	0	Flexbind

SLOT	TITLE / VARIABLE
S	
	DIE
1	BAUTECHNIK
	VOLUME 3
30	620.5
31	BAU
32	v.3

NAME

University of Illinois/U
Library Binding Division
1408 W. Gregory Drive
Urbana, IL 61801

C / YR.	FREQUENCY	
	1	☐ PERM. CHANGE ☐ NEW TITLE

PERIODICAL		BOOK	
TITLE PAGE		RECASE	☐
TABLE CONT.		MOUNT COVER	☐
INDEX		POCKET / CLOTH	☐
FRONT COVER		POCKET / PAPER	☐
BACK COVER		_____	☐
ADS		_____	☐

☐ STANDARD BOOK	☐ FLEX-S
☐ CUSTOM BOOK	☐ FLEX-M
☐ THESIS	☐ MUSIC
☐ DUSTIE	☐ _____

INSTRUCTIONS TO BINDERY:

286 07/99 33691

COVER COLOR	SET OF
494	
PRINT COLOR	
W	1

BINDERY USE ONLY

HAND TRIM	☐	STF	☐
RECASE	☐	STUB	☐

EXTRA TIME _____ MIN.

REASON _____

OTHER _____

recyclable

BINDERY COPY

Lot: 40P Item: 72

DIE BAUTECHNIK

FACHSCHRIFT
FÜR DAS GESAMTE BAUINGENIEURWESEN

SCHRIFTLEITUNG
GEH. REGIERUNGSRAT A. LASKUS

VII. JAHRGANG
1929

MIT 3198 TEXTABBILDUNGEN

BERLIN 1929
VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN

Alle Rechte vorbehalten. — Nachdruck verboten.

620.5
BAU
v.7

Inhalts-Verzeichnis des 7. Jahrganges, 1929.

V = Vermischtes. *Z* = Zuschrift.

Seite

Abwasser s. Be- und Entwässerungsanlagen.
Akademie des Bauwesens. Preisaufgabe aus dem Gebiete des Eisenbetonbaues. *V* 249
— Vortrag Gustav Meyer: Entwicklung des deutschen Seezeichenwesens. *V* . . 272
— Mitglieder. *V* 499
Akron, Ohio. Halle für den Luftschiffbau. *V* 499
Architekten und Ingenieurverein. Tagung in Hamburg 1929. *V* 524
Asmussen, Regierungsbaurat, Oppeln. Neuartige Regulierungen in der kanalisierten Oder von Cosel bis zur Mündung der Glatzer Neiße (Bezirk des Wasserbauamts Oppeln) . . . 637
Athen. Untergrundbahn Omoniaplatz—Attiki 187
Augsburg-Hochzoll. Neubau der Straßenbrücke über den Lech 24, 55
Aussig. Entwurf für die neue Straßenbrücke über die Elbe 226
Ausstellung für Schiffbau, Hafenbau, Wasserbau, Hochbau, Straßenbau in Danzig. *V* 341
Bading, Oberingenieur, Dortmund, und Dr. **Roeren,** Essen. Fördergerüst für den Kalischacht „Niéves", Spanien . 674
Baertz, Oberregierungs- und -baurat, Essen. Eiserne Spundbohlen bei Herstellung der Kammerwände für die Schleusen Friedrichsfeld und Hünxe des Kanals Wesel—Datteln 251, 279
Bahnhofsanlagen, s. a. Oberbau — Sicherungsanlagen.
— Bautechnische Einrichtungen im neuen Lokomotiv- und Abstellbahnhof Heidelberg 7, 51
— Umbau der Bahnanlagen bei Scunthorpe und Frodingham (London- & North-Eastern-Eisenbahn). *V* 196
— Holz-Dachkonstruktionen im Bereich der Reichsbahndirektion Köln . . 211, 230
— Umbau des Rangierbahnhofs in Mechanicville der Boston- und Maine-Eisenbahn. *V* 285
— Neue Stellwerkgebäude auf dem Bahnhof Königsberg i. Pr. 639
— Bahnsteighalle Sao Paulo 665
Baltimore. Bruch einer Zwischenwand von den Absetzbecken einer Filteranlage. *V* 524
Barcelona. Wettbewerb für den Ausbau des Freihafens. *V* 76, 629
Basel. Der Rhein zwischen — und Mannheim 462
Baugeräte u. Baumaschinen s. a. Meßgerät.
— Betonverdichter. *V* 60
— Arbeiten der Reichswasserstraßenverwaltung im Jahre 1928 . . 61, 83, 112, 127
— Fahrbare Betonverteilungsmaschine. *V* 88
— Selbstgreifer für Naßbaggerung. *V* . . 135
— Dieselspüler 355
— Tiefbrunnenpumpen für Grundwasserabsenkungszwecke 405

Seite

Baugeräte. Wasserkraftanlage „Dnjeprostroi" mit besonderer Berücksichtigung der Zerkleinerungs- und Mischanlagen . 417
— Vergleich der Bodengewinnungskosten bei Anwendung von Handschacht und Maschinenarbeit 445
— Förderwesen in einer Eisenkonstruktionswerkstätte 589
— Bedeutung der Baustelleneinrichtung für die Wirtschaftlichkeit eines Baues und dessen Durchführung 649
— Groß-Erdbautechnik 701, 731
— Schleppfahrzeuge bei der Ausführung von Tiefbauten. *V* 750
— Anwendung und Arbeitsweisen von Eimerseilbaggern bei der Mississippi-Eindeichung. *V* 751
— Kabelbahnen für den Transport großer Baumassen. *V* 751
— Hamburgs Hafenbauten auf Waltershof . 761
— Neuere Kleinbagger und Hilfsgeräte zur Ausführung von Tiefbauten 821
— Umbau der Eldekanalbrücke bei Grabow (Meckl.) unter Verwendung zweier 60-t-Kranwagen der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft 835
— Ergebnisse der Mischmaschinenversuche des Deutschen Beton-Vereins. *V* . . 858
Baugrund. Bodenverfestigung auf chemischem Wege. *V* 198
— Druckverteilung im —. III. 268
— — IV. 828
— Gründung der Donaubrücke in Zwiefaltendorf (Württ.) und zur Baugrunduntersuchung. *Z* 711
Baugrundforschung. Die Erdbauabteilung der Staatlichen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau, Berlin . . 21
— Einheitlicher Maßstab zur Erdmassenermittlung von Damm und Einschnitt bei vollständigen und Anschnittprofilen 109
— Bodenprüfverfahren nach Wolfsholz. *V* 198
— Zur Beschränkung der Rutschungsgefahr bei Herstellung von Einschnitten durch Abflachen der Böschungen 343
— Verwendbarkeit der „Topographischen Grundkarte 1 : 5000" für Ingenieurentwürfe 432
— Vorschläge und Richtlinien des Deutschen Ausschusses für —. *V* 870
Baumann, F., Regierungsbaumeister, Stuttgart. Die Donaubrücke in Zwiefaltendorf (Württ.) 443
— — *Z*. 711
Baustahl, s. Baustoffe.
Baustoffe. Unionbaustahl, ein neuer hochwertiger Baustahl. *V* 20
— — 93
— Gasbeton. *V* 47
— Zur Frage des Baustahls in Deutschland 89
— Bauholz 96

Seite

Baustoffe. Versuche der Deutschen Reichsbahn mit Bauhölzern verschiedener Herkunft 99, 203
— Neue Betonarten 105
— Hochwertige Zemente 105
— Schallisolierungen im Hochbau 107
— Abramsscher Feinheitsmodul — Fullerkurve — Körnungsfaktor. Beitrag zur kritischen Auswahl der Betonzuschlagstoffe 159
— Erfahrungen über Schrumpfrisse bei Gußbeton 167
— Einführung hochwertigen Stahles im Bauwesen 219
— Bedeutung des Messens der Bestandteile des Betons 308
— Versuche mit eingespannten und einfachen Balken von I-Form aus St 37 . . . 313
— — Berichtigung. *V* 366
— Versuche an Armco-Eisen 338
— — *Z* 699
— Einwirkung der Temperatur während des Erhärtungsvorganges auf die Festigkeit des Betons. *V* 442
— Normung der Begriffe und Benennungen von Anstrichfarben. *V* 499
— Walzstahl St 52. *V* 499
— Eisenbewehrtes Mauerwerk. *V* 608
— Eissprengungen mit „Thermit" 717
— Wasserdichtheit von Fichtenholz . . . 741
— Behandlung von frischem Beton mit einer Bitumen-Emulsion. *V* 831
— Zur Frage der Wasserundurchlässigkeit von Beton 863
Be- und Entwässerungsanlagen, s. a. Meliorationsbauten — Hochwasserschutz.
— Verlegung eines 130 m langen Stichrohres in den Rhein bei Duisburg 199
— Wirtschaftliche Fortschritte beim Schöpfwerkbau im Gebiete des Danziger Deichverbandes 470
— Bau eines Hauptsammelkanals mit Bahnunterkreuzung in München 689
— Kläranlage Stahnsdorf (Baustellen-Besichtigung anläßlich der Herbsttagung der D. G. f. B.). *V* 710
— Schöpfwerk Pollychen 713
— Vorflutbeschaffung im Moersbachgebiet zwischen Moers und Repelen . . . 737
Becher, Direktor, Dr.-Ing. ehr. *V* . . . 607
Beckmann, Direktor, Lünen. Ein neuer wasserloser Kolbengasbehälter . . . 681
Belgrad. Vom Bau der Pancevobrücke über die Donau bei —. *V* 74, 846
Berlin. Baubrücke am Bahnhof Jungfernheide der Stichbahn Jungfernheide—Gartenfeld. *V* 46
— Konstruktionen für den Umbau 1927/28 des Opernhauses Berlin, Unter den Linden. (III. Das Zuschauerhaus.) . 172
Berliner Bezirksverein deutscher Ingenieure. *V* 17

869245

Seite

Bernhard, K., Baurat, Dr.-Ing., 70 Jahre alt. *V* 752
—, **R.,** Dr.-Ing., Reichsbahnrat, Berlin. Der Rautenträger mit Anschluß der Querträger an Hilfspfosten. *Z* 414
— Die Bogenbrücke über den „Kill van Kull" bei New York 748
Bertram, Dr.-Ing., Professor an der Technischen Hochschule Danzig, Oberbaurat des Danziger Deichverbandes. Wirtschaftliche Fortschritte beim Schöpfwerkbau im Gebiete des Danziger Deichverbandes 470
Beton s. Baustoffe.
Beton- u. Eisenbetonbau, s. a. Baugeräte u. Baumaschinen — Deutscher Beton-Verein — Statik — Straßenbau — Unfälle.
— Chinesische Gründungsarten 14
— Neubau eines Dükers durch den Aire-Kanal. *V* 17
— Neubau der Straßenbrücke über den Lech bei Augsburg-Hochzoll 24, 55
— Wiederherstellung einer durch Hochwasser zerstörten massiven Brücke in Indien. *V* 31
— Verteilungsschleuse und Wegebrücke am Neuteicher Mühlenfließ 49
— Coolidge-Staumauer. (Arizona) aus drei nebeneinanderstehenden Gewölbekappen. *V* 59
— Über Maßnahmen zur Herabsetzung und Ausschaltung der Schwindspannungen bei Bauwerken aus Beton und Eisenbeton. *Z* 60
— Arbeiten der Reichswasserstraßenverwaltung im Jahre 1928. . 61, 83, 112, 127
— Erweiterungsbauten des Hafens von Bombay. *V* 87
— Brücke über den Kleinen Belt 124, 190, 253
— Schleuse Oldenburg im erweiterten Hunte-Ems-Kanal 137
— Straßen- und Kleinbahnbrücke über die Schlei bei Kappeln 150
— Erfahrungen über Schrumpfrisse bei Gußbeton. (Mittellandkanal.) 167
— Umbau der Bahnanlagen bei Scunthorpe und Frodingham. *V* 196
— Eisenbetonpfähle aus Schale und Kern. *V* 197
— Bemerkenswerte Bauwerke der neuen Hamburger Untergrundbahnlinie . . 241
— Kai für Zementverladung aus Eisenbeton in Northfleet, London. *V* 249
— Preisaufgabe der Akademie des Bauwesens in Berlin aus dem Gebiete des —. *V* 249
— I. Internationaler Kongreß für Beton und Eisenbeton. *V* 285
— Berechnung zylindrischer Silozellen aus Eisenbeton 298
— Bau der Opelbrücke 319
— Fahrbares Schalgerüst zum Bau einer 63 m langen, zweigleisigen Überschneidungsbrücke aus Walzträgern in Beton 334
— Umbau der „High-Bridge" in New York. *V* 351
— Bau der neuen Eisenbahnbrücken über die Ost- und Westoder bei Stettin 367
— Befeuerung der Seeschiffahrtstraße Stettin—Swinemünde 379
— Wasserkraftanlage „Dnjeprostroi" mit besonderer Berücksichtigung der Zerkleinerungs- und Mischanlagen . . 417
— Ausgleichbehälter für die Wasserversorgung in Cincinnati. *V* 429
— Betonzerstörung und ihre Abwehr . . . 435
— Halle der Gartenbaugesellschaft in London. *V* 439
— Entsandungsanlage am Einlauf des Fort-Laramie-Kanals. *V* 441
— Donaubrücke in Zwiefaltendorf (Württ.) 443
— — *Z* 711
— Stahl- und Eisenbetonschwellen. *V* . . 453
— Kühlanlagen des Hafens von Le Havre. *V* 463
— Umbau einer Zollbrücke unter Aufrechterhaltung des Verkehrs. *V* . . . 465

Seite

Beton- und Eisenbetonbau. Eisenbetonkonstruktionen in dem Deutschen Studentenhaus zu Danzig 486
— Unterführung der Reichsbahn Magdeburg—Stendal unter dem Mittellandkanal 489, 513, 604
— Beobachtungen und Erfahrungen über Aussinterungen und Zerstörungen an Betonschleusen der Märkischen Wasserstraßen 505
— Brücke für die Straßenbahn Omegna—Intra bei Intra am Lago Maggiore. *V*. 511
— Pacoima-Staudamm in Kalifornien. *V* . 523
— Verstärkung einer Gußeisenbrücke mit Eisenbeton. *V* 540
— Eisenbahnübergänge aus Beton. *V* . . 607
— Eisenbetonbrücke über den Elorn bei Brest. *V* 620
— Neue Stellwerkgebäude auf dem Bahnhof Königsberg i. Pr. 639
— Amerikanischer Straßenbau im Jahre 1928 643
— Maentwrog-Wasserkraftanlage der Nord-Wales - Stromversorgungsgesellschaft. *V* 646
— Bedeutung der Baustelleneinrichtung für die Wirtschaftlichkeit eines Baues und dessen Durchführung 649
— Bau eines Hauptsammelkanals mit Bahnunterkreuzung in München 689
— Betonkonstruktionen für Sicherungsanlagen der Eisenbahnen 696
— Einsturz eines dreistöckigen Gebäudes. *V* 709
— Herbsttagung der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen. *V* 709
— Schöpfwerk Pollychen 713
— Bemerkenswerte neue Brückenbauten in Beton und Eisenbeton bei Stettin . 725
— Neue Vorschläge für Ausbildung und Abdichtung von Decken aus einbetonierten Walzträgern und von Bahnsteigtunneln 740
— Hamburgs Hafenbauten auf Waltershof . 761
— Unterbauten für die Straßenbrücke über den Rhein in Köln-Mülheim . . . 775
— Pirnaer Elbbrücke und ihre Verbreiterung 1928 . . . . . 809, 825
— Ausbildung des Betonkernes bei Staudämmen und seine Berechnung . . 838
— Bau eines Wasserturms in Buffalo, N.Y. *V* 848
— Ergebnisse der Mischmaschinenversuche des Deutschen Beton-Vereins. *V* . 858
— Eisenbetonbogenbrücke über die Lahn zwischen Ober- und Niederlahnstein 861
v. Beyer-Desimon, M., Ing., Wien. Zur Frage der Unterbringung von Großflugzeugen 621
Binnenwasserstraßen s. Flußbau — Kanäle — Wasserstraßen.
Blum, H., Dipl.-Ing., Dortmund-Barop. Einfluß der ungünstigsten Laststellung bei Berechnung der Standsicherheit der Ankerplatten von Bollwerken . . . 817
Blunck, Reichsbahnoberrat, Altona. Die neue viergleisige Eisenbahnbrücke über die Norderelbe in Hamburg . . . 661, 704
Bohny, Baurat, Dr.-Ing., Dr.-Ing. ehr., Sterkrade. Der neue deutsche Walzstahl St 52. *V* 499
— Die Eisenbahn- und Straßenbrücke über den Rio Dulce in Argentinien . . . 501
— Die erste Eisenbahnbrücke in Siliziumstahl in der Schweiz, die Aarebrücke bei Brügg. *Z* 545
Bolle s. Bunnies.
Bollwerke s. Stützmauern.
Bombay. Erweiterungsbauten des Hafens. *V* 87
Braila. Hafen. *V* 133
Braun s. Ehrenberg.
Bremen. Umschlageinrichtungen in den Häfen. 362
Bremerhaven. Grundlagen der Entwurfsbearbeitung der Nordschleusenanlage. (Vortrag Agatz auf der Herbsttagung der D. G. f. B.). *V* 709
Bremgarten-Bern. Hölzerne Straßenbrücke über die Aare. *V* 522
Brest. Eisenbetonbrücke über den Elorn bei —. *V* 620

Seite

Brix, Geheimrat, 70 Jahre alt. *V* 454
Brücken, s. a. Statik — Unfälle.
— Allgemeines:
— — Brückenbau und Ingenieurhochbau der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft im Jahre 1928 . . . . . 4, 42, 68
— — Arbeiten der Reichswasserstraßenverwaltung im Jahre 1928 . 61, 83, 112, 127
— — Entwicklung der Messung dynamischer Wirkungen bei Brücken . . . 421, 448
— — Schräge Druckluftabsenkung in Theorie und Praxis 566
— — Zur genauen Theorie der Hängebrücken 631
— — Dauerversuche an eisernen Brücken (Vortrag Bernhard auf der Herbsttagung der D. G. f. B.). *V* 710
— — Aufzeichnung rasch wechselnder Dehnungen mit Hilfe des Extensographen 840
— — Fadenmodelle zur Berechnung versteifter Hängebrücken usw. 844
— Eisenbahnbrücken:
— — Russische Vorschriften für hölzerne — 16
— — Beteiligung deutscher Firmen am Brückenbau über den Kleinen Belt. *V* 20
— — Umbau der Weserbrücke bei Wehrden 37
— — Baubrücke am Bahnhof Jungfernheide der Stichbahn Jungfernheide—Gartenfeld, Berlin. *V* 46
— — Vom Bau der Pancevobrücke über die Donau bei Belgrad. *V*. . . . 74, 846
— — Preisausschreiben der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft für die neuen Rheinbrücken bei Ludwigshafen-Mannheim, Speyer und Maxau. *V* . 120, 222
— — — Beschreibung der Entwürfe 77, 130 214, 532, 597, 627
— — über den Kleinen Belt . 124, 190, 253
— — Ideenwettbewerb für den Bau einer neuen Rheinbrücke bei Ludwigshafen-Mannheim 77, 130, 214
— — Auswechslung der Lohebrücke bei Klettendorf im Gleis Breslau—Schweidnitz. *V* 119
— — über die Schlei bei Kappeln . . . 150
— — aus Siliziumstahl der schweizerischen Bundesbahnen 235
— — — *Z* 545
— — Zum Abbruch der alten Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Duisburg-Hochfeld 244
— — Umbau der Zambesi-Brücke. *V* . . 273
— — Brückenbauten im Bezirk der Lübeck-Büchener Eisenbahngesellschaft . . 331
— — geschweißte, Chicopee-Falls, Mass. *V* 342
— — Wettbewerb für die Elbebrücke bei Tangermünde 358
— — über die West- und Ostoder bei Stettin 367
— — über den Rio Dulce in Argentinien . 501
— — für die Straßenbahn Omegna-Intra bei Intra am Lago Maggiore. *V* . . . 511
— — Ideenwettbewerb für den Bau einer neuen Rheinbrücke bei Speyer . . . 532
— — Ideenwettbewerb für den Bau einer neuen Rheinbrücke bei Maxau . 597, 627
— — Die neue viergleisige — über die Norderelbe in Hamburg . . . 661, 704
— — Umbau der Havelbrücke in Potsdam 670, 693, 719
— — in Beton und Eisenbeton bei Stettin 725
— — Erneuerung zweier alter — in Cambridgeshire. *V* 735
— — über die Griesenwärder Durchfahrt in Hamburg 769
— — über die Alte Süderelbe in Hamburg 771
— — Umbau der Eldekanalbrücke bei Grabow (Meckl.) 835
— Kabel- u. Kanalbrücken:
— — Umbau der „High-Bridge" in New York. *V* 351
— — für eine Wasserleitung. *V* 724
— Straßenbrücken:
— — über den Lech bei Augsburg-Hochzoll 24, 55
— — Wiederherstellung einer durch Hochwasser zerstörten massiven — in Indien. *V* 31
— — Internationale Hängebrücke über den Detroit-Fluß 71, 642

Seite

Brücken, Straßenbrücken: Vom Bau der Pancevo-Brücke über die Donau bei Belgrad. *V* 74, 846
— — Wettbewerb Straßenbrücke über die Elbe in Meißen. *V*. 76
— — über den Kleinen Belt . 124, 190, 253
— — über die Schlei bei Kappeln . . . 150
— — Normen für — 193
— — Entwurf für die neue Straßenbrücke über die Elbe in Aussig 226
— — Umbau der Zambesi-Br. *V* 273
— — nordamerikanische. *V*. 286
— — Bau der Opelbrücke 319
— — Drahtbrüche in den Kabeln der Mount-Hope- und Detroit-Windsor-Hängebrücken. *V* 330
— — Donaubrücke in Zwiefaltendorf (Württ.) 443
— — — *Z* 711
— — Wettbewerb für eine Straßen-Hochbrücke über die Ammer bei Echelsbach (Bayern). *V* 451
— — Neubau der Wearmouth-Brücke in Sunderland. *V* 452
— — Plan einer neuen Brücke über den Hudson in New York (im Zuge der 75. Straße). *V* 453
— — Umbau einer Zollbrücke unter Aufrechterhaltung des Verkehrs. *V* . . 465
— — Muldenbrücke bei Penig i. Sa. . . . 494
— — über den Rio Dulce in Argentinien . 501
— — hölzerne, über die Aare bei Bremgarten-Bern. *V* 522
— — Ideenwettbewerb für den Bau einer neuen Rheinbrücke bei Speyer . . 532
— — Verstärkung einer Gußeisenbrücke mit Eisenbeton (Holt-Fleet-Brücke über den Severn). *V* 540
— — Ideenwettbewerb für den Bau einer neuen Rheinbrücke bei Maxau 597, 627
— — Eisenbetonbrücke über den Elorn bei Brest. *V* 620
— — Bau und Transport der — über die Endracht bei Tholen. *V* 648
— — über den Tyne bei Newcastle. *V*. . 658
— — über den Willamette-Fluß bei Portland. *V*. 660
— — Neubau der „Hohen Brücke" über den Elbingfluß in Elbing. 675
— — über den Rhein in Köln-Mülheim 683, 775, 813, 865
— — Rheinbrücke Düsseldorf—Neuß. . . 687
— — Hudsonbrücke in New York, zweiter Jahresbericht. *V*. 699
— — Bogenbrücke über den „Kill van Kull" bei New York 748
— — Umbau der Europa-Brücke in Paris. *V* 750
— — über die Griesenwärder Durchfahrt in Hamburg 769
— — über die Alte Süderelbe in Hamburg 771
— — Pirnaer Elbbrücke und ihre Verbreiterung 1928 . . . . . 809, 825
— — Eisenbetonbogenbrücke über die Lahn zwischen Ober- und Niederlahnstein 861
— — Schnellbau einer Klappbrücke in Chicago. *V* 870
Bruns, R., Technischer Direktor des Hafenausschusses, Danzig, Der Danziger Hafen 467
Bücherschau. Bachheimer, Potenz- und Wurzeltafeln 185
Bartels s. Momber.
Besser, Kommentar zur Eisenbahnbau- und Betriebsordnung vom 17. Juli 1928 . 184
Bieske, Rohrbrunnen 759
Bloß, Oberbau und Gleisverbindungen . 412
Böhm, Schalung und Rüstung 757
Borchard u. Fulst, Seeverkehrsrecht, Seestraßen- und Seehafenrecht 182
Brandt s. Probst.
Büchi, Die Massenberechnung im Eisenbetonbau 179
Bundschu, Druckrohrleitungen, 2. Aufl. . 411
Christiani, Strenge Untersuchungen am Rhombenfachwerk 755
Deubel, Kleine massive Straßenbrücken, Überleitungen und Düker 412
Distel, Ausstellungs- und Kongreßhallen in Deutschland 413

Seite

Bücherschau. Dreyer, Elemente der Graphostatik, 9. Aufl.. 544
Fabian s. Momber.
Falk, Kostenrechnung im Baugewerbe . . 759
Federhofer, Graphische Kinematik und Kinostatik des starren räumlichen Systems 185
Feld, History of the development of lateral earth pressure theories . . . 543
A. Föppl u. L. Föppl, Drang und Zwang, II. Bd., 2. Aufl. 413
Freeman, Hydraulic Laboraty Practice . . 544
Frey s. Lueger.
Frick u. Knöll, Die Konstruktion von Hochbauten, 10. u. 11. Aufl. 541
Friedrich, Molitor u. Petri, Illustrierte Baustofflehre für Schule und Praxis, Bd. 1.. 760
Fulst s. Borchard.
Göderitz, Bauordnung für die Stadt Magdeburg vom 1. Oktober 1928 412
Goldmerstein u. Stodieck, Thermenpalast 180
Graf s. a. Kleinlogel.
— Die Dauerfestigkeit der Werkstoffe und der Konstruktionselemente 756
Gütschow s. Schwerdt.
Hartmann, Ästhetik im Brückenbau . . 183
Hilberseimer s. Vischer.
Hilgard, Studienbericht über die Abdichtung von wasserdurchlässigem Fels und Mauerwerk im Eisenbahntunnel . . 407
Höfer s. Sarrazin.
Hoepfner, Grundbegriffe des Städtebaues, Bd. 2 542
Hundeshagen s. Kleinlogel.
Imhoff, Der Ruhrverband, 2. Aufl. . . . 407
Jerosch, Statik 181
Kallmorgen s. Opitz.
Kammüller, Die Theorie der Gewichtsstaumauern unter Rücksicht auf die neueren Ergebnisse der Festigkeitslehre 408
Kampe s. Redlich.
Kaufmann, Die Biegungsmomente der Verkehrsbelastung 411
Keller, Wassergewinnung in heißen Ländern 754
Kemmann, Die Rheinisch-Westfälische Städtebahn 408
Kersten, Der Eisenbetonbau, II, 12. Aufl. 755
Kirchhoff, Die Statik der Bauwerke, I. Bd., 2. Aufl. 180
Klein, Vorträge über Hebezeuge, 4. Aufl. 179
Kleinlogel, Fertigkonstruktionen im Beton- und Eisenbetonbau 408
—, Hundeshagen, Graf, Einflüsse auf Beton, 3. Aufl., 1. Lfg. 542
— u. Sigmann, Der durchlaufende Träger 407
Knöll s. Frick.
Kögler, Taschenbuch für Berg- und Hüttenleute, 2. Aufl. 543
Kranich, Bühnentechnik der Gegenwart, Bd. 1 758
Kremmer s. Schupp.
Krüger s. Petry.
Luegers Lexikon der gesamten Technik und ihrer Hilfswissenschaften, 3. Aufl., V. Bd. 182
Lüer, Bericht über die öffentliche Tagung des Ausschusses „Teerstraßen" der Stufa 544
Mahlke-Troschel, Handbuch der Holzkonservierung, 2. Aufl. 183
Mann, Rohre, unter besonderer Berücksichtigung der Rohre für Wasserkraftanlagen 409
Mehmel s. Swain.
Miozzi, Manufatti Stradali 543
Miura, Spannungskurven in rechteckigen und keilförmigen Trägern 185
Molitor s. Friedrich.
Momber u. a.,: Das Hochwasser 1926 im Bode-, Oker-, Oder- und mittleren Elbegebiet 753
v. Monroy, Das Holz 759
Müller, Massenermittlung, Massenverteilung und Kosten der Erdarbeiten 753
Nökkentved, Berechnung von Pfahlrosten 181
Oberbeck s. Sarrazin.

Seite

Bücherschau. Opitz u. Kallmorgen, Der Tiergartenring 542
Otzen, Beton im Straßenbau 412
Petri s. Friedrich.
Petry, Schulze u. Krüger, Abbrucharbeiten und Brandversuche am Feuerwehrturm der „Gesolei" 1926 in Düsseldorf (Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, Heft 59) 182
Pirath, Forschungsergebnisse des Verkehrswissenschaftl. Instituts für Luftfahrt a. d. Techn. Hochsch. Stuttgart, Heft 1 753
Pöschl, Mechanik der nichtstarren Körper 757
Prandtl-Tietjens, Hydro- und Aeromechanik, Bd. I 759
Pressel, Experimentelle Methode der Vorausbestimmung der Gesteinstemperatur im Innern eines Gebirgsmassivs . . 184
Priester, Application of Trigonometric series to cable stress analysis in suspension bridges 758
Probst, Handbuch der Zementwaren- und Kunststeinindustrie, 3. Aufl. 183
— u. Brandt, Probleme des Betonstraßenbaues 185
Prüß, Fortschritte in der Ausfaulung von Abwasserschlamm 180
Redlich, Terzaghi, Kampe, Ingenieurgeologie 543
Reiner, Handbuch der neuen Straßenbauweisen 544
Rendschmidt s. Tolkmitt.
Riepert, Betonstraßenbau in Deutschland 413, 759
Ritter, Kostenberechnung im Ingenieurbau 758
Roš, Feststellungen über das Verhalten von Sika-Dichtungen 184
Runge s. Schwerdt.
Sarrazin, Oberbeck u. Höfer, Taschenbuch zum Abstecken von Kreisbogen mit und ohne Übergangsbogen usw. . . 758
Schau, Der Brückenbau, I, 4. Aufl. . . . 757
Schirmer s. Momber.
Schotte, Finanzierungsprinzipien für den Straßenbau 545
Schulze s. Petry.
Schupp, Kremmer, Völter, Architekt gegen, oder und Ingenieur 411
Schwerdt, Gütschow, Runge u. Wolf, Graphisches Rechnen 760
Sigmann s. Kleinlogel.
Steinman, Practical treatise on suspension bridges, 2. Aufl. 409
Stiny, Technische Gesteinskunde, 2. Aufl. 410
Stodieck s. Goldmerstein.
Sturzenegger, Maste und Türme in Stahl 407
Swain-Mehmel, Festigkeitslehre 409
Syffert, Erddrucktafeln 759
Terzaghi s. Redlich.
Thoma, Mitteilungen des Hydraulischen Instituts der Techn. Hochsch. München, Heft 3 755
Tietjens s. Prandtl.
Tolkmitt-Rendschmidt, Bauaufsicht und Bauführung, 5. Aufl., I. Bd. 408
Troschel s. Mahlke.
Uhlands Ingenieur-Kalender 1930 . . . 760
Unold, Knicknomogramm für den Eisenbau 185
Urbach, Geschichtliches und Technisches vom Sgraffitoputz 410
Vischer u. Hilberseimer, Beton als Gestalter 180
Völter s. Schupp.
Wasner, Finanzierung der Landstraße im neuzeitlichen Verkehr 544
Weber, Die Reichweite von Grundwasserabsenkungen mittels Rohrbrunnen . . 410
Weiske, Eisenbeton 411
Wolf s. Schwerdt.
Zimmermann, Rechentafel nebst Sammlung häufig gebrauchter Zahlenwerte, 10. Aufl. 182
Bautechnische Lehrhefte, Heft 11, Statik . 181
Bericht der Kommission für Abdichtungen des schweizerischen Wirtschaftsverbandes 1927 182
Bericht über die Arbeiten der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau 1924—1928 185

Seite

Bücherschau. Beton-Kalender 1930 . . . 753
Deutscher Ausschuß f. Eisenbeton, Heft 59 182
Deutscher Reichsbahn-Kalender 1929 . . 185
Deutscher Reichspost-Kalender 1929 . . 184
Festschrift der Technischen Hochschule Stuttgart 541
Fünfundzwanzig Jahre Technische Hochschule Danzig 1904—1929 758
Handbibliothek für Bauingenieure, II. Teil, IV. Bd. 412
Handbuch für Eisenbetonbau, 3. Aufl., VI. Bd., 1 Lfg. 756
Handbuch für Eisenbetonbau, 4. Aufl., I. Bd., 1. Lfg. 541
„Hütte", Taschenbuch für Betriebsingenieure, 3. Aufl. 179
Internationaler Kongreß für die Materialprüfung der Technik 181
Jahrbuch der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen 1928, IV. Bd. . . 413
Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft, X. Bd. 412
Niederschrift über die IV. Hauptversammlung der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau 179
Polizeiverordnung über die bauliche Anlage, die innere Einrichtung und den Betrieb von Theatern, öffentlichen Versammlungsräumen und Zirkusanlagen, 6. Aufl. 409
Stahlbau in Technik und Wirtschaft . . 182
Straßenbrücke Köln-Mülheim 757
Technik voran! Jahrbuch mit Kalender 1929 185
Eingegangene Bücher . 186, 413, 544, 760
Buchholtz, H., Dr.-Ing., Dortmund. Der Union-Baustahl, ein neuer hochwertiger Baustahl 93
Buenos Aires. Umschlaganlagen im Hafen. *V* 32
Buffalo, N. Y. Bau eines Wasserturms. *V* 848
Bühler, A., Dipl.-Ing., Sektionschef für Brückenbau bei der Generaldirektion der S. B. B., Bern. Die erste Eisenbahnbrücke aus Siliziumstahl der Schweizerischen Bundesbahnen. 235, *Z* 545
— Die Entwicklung der Messung dynamischer Wirkungen bei Brücken . . . 421, 448
Bunnies, Baudirektor und Baurat Dr.-Ing. **Bolle,** Hamburg. Über englische Handels- und Fischereihäfen 223, 258, 320
Calumet. Geplante Erweiterung des Hafens. *V* 19
Cambridgeshire. Erneuerung zweier alter Eisenbahnbrücken. *V* 735
Charton, Stadtbaurat, Oldenburg. Neubau eines Sammelbrunnens für das Wasserwerk zu Oldenburg i. O. 12
Chicago. Geplante Erweiterung des Hafens. *V* 19
— Schnellbau einer Klappbrücke. *V* . . . 870
Chop, W., Regierungs- und Baurat, Breslau. Das Ringschieberventil, ein neuer Hochwasserentlaster und Energievernichter für Grundablässe 606
Cincinnati, Ohio. Ausgleichbehälter für die Wasserversorgung von —. *V* . . . 429
Cleveland, Ohio. Verstärkung mittels Schweißverfahren bei der Aufstockung eines Gebäudes. *V* 453
Contag, M., Geh. Baurat, Berlin-Friedenau. Die Wolga-Don-Wasserstraße . . . 340
— Der Rhein zwischen Basel und Mannheim 462
Dalben s. a. Dückdalben.
— aus flußstählernen Spundbohlen . . . 849
Dammbau, s. a. Stauanlagen.
— Einheitlicher Maßstab zur Erdmassenermittlung von Damm und Einschnitt bei vollständigen und Anschnittprofilen 109
— Hamburgs Hafenbauten auf Waltershof . 761
Danzig. Ausstellung für Schiffbau, Hafenbau, Wasserbau, Hochbau, Straßenbau. *V* 341
— Eisenbetonkonstruktionen in dem deutschen Studentenhaus 486
Decken. Neue Vorschläge für Ausbildung und Abdichtung von — aus einbetonierten Walzträgern und von Bahnsteigtunneln 740

Seite

Detroit, U. S. A. Hängebrücke über den Detroit-Fluß 71
Deutsche Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik 130
Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen. *V* 234
— Herbsttagung. *V* 660, 709
— Besichtigung der Nordschleuse in Bremerhaven. *V* 709
— Ortsgruppe Brandenburg. *V* 820
Deutsche Maschinentechnische Gesellschaft. Vortrag Kühnel: Bewertung der Prüfverfahren für ihre Anwendung in Konstruktion und Betrieb. *V* . . 20
Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft. Bewerbungen für die Laufbahn der technischen Reichsbahnobersekretäre. *V* 233
— Aus dem Geschäftsbericht 1928. *V* . . 511
Deutscher Ausschuß für Baugrundforschung. Vorschläge und Richtlinien. *V* 870
Deutscher Ausschuß für Eisenbeton. Unfallstatistik 35. Einsturz einer von Unberufenen ausgeführten Betondecke. *V* 31
— — 36. Einsturz eines Eisenbetonschornsteins. *V* 87
— — 37. Einsturz eines Fabrikanbaues. *V*. 329
— — 38. Einsturz eines dreistöckigen Gebäudes. *V*. 709
— — 39. Einsturz eines zweistöckigen Anbaues infolge mangelhafter Betonerhärtung bei kühler Witterung. *V*. 820
Deutscher Ausschuß für wirtschaftliches Bauen. *V*. 648
Deutscher Beton-Verein (E. V.). 32. Hauptversammlung, Ankündigung. *V* . . 119
— — Bericht. *V* . . 210, 221, 232, 250, 262
— Ergebnisse der Mischmaschinenversuche. *V* 858
Deutscher Stahlbau-Verband. *V* . 607, 648
— Zum 25jährigen Bestehen 661
Deutscher Wasserwirtschafts- und Wasserkraft-Verband E. V., 39. o. Hauptversammlung, Ankündigung. *V* . . 342
Dieselspüler 355
Dischinger, A., Dipl.-Ing., Dortmund, s. a. Schütz.
— Eisenbetonbogenbrücke über die Lahn zwischen Ober- und Niederlahnstein 861
Domodossola, Centovalli-Bahn Locarno—D. *V* 735
Donath s. Patentschau.
Dordrecht. Erweiterungsbauten des Hafens. *V* 75
Dorpmüller, Dr., 60 Jahre alt. *V*. . . . 511
Dückdalben als Anlegewerke für große Schiffe in durch Bohrwurm gefährdeten Hafenanlagen 80
Duisburg. Verlegung eines 130 m langen Stichrohres in den Rhein 199
Duisburg-Hochfeld. Zum Abbruch der alten Eisenbahnbrücke über den Rhein . . 214
Düker. Neubau eines — durch den Aire-Kanal. *V* 17
— Arbeiten der Reichswasserstraßenverwaltung im Jahre 1928 84
Durchholz, A., Dr.-Ing., Berlin-Siemensstadt. Die Untergrundbahn Omoniaplatz—Attiki in Athen 187
Düsseldorf. Rheinbrücke — -Neuß . . . 687
Eckhardt, Hafenbaudirektor, Wilhelmshaven. Über den Bau des Hafens in Helgoland 549
Ehrenberg, J., Regierungs- und Baurat, Berlin. Die Erdbauabteilung der Staatlichen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau, Berlin 21
Ehrenberg, Regierungs- und Baurat, Potsdam. Ausrüstung von Schleusen nach den Erfahrungen im Bereich der Verwaltung der Märkischen Wasserstraßen 33
— Beobachtungen und Erfahrungen über Aussinterungen und Zerstörungen an Betonschleusen der Märkischen Wasserstraßen 505
— und Regierungsbaurat **Braun,** Fürstenwalde. Bruch des Untertores der südlichen Schleuse Kersdorf des Oder-Spree-Kanals am 10. August 1928 . . 459

Seite

Einflüsse auf Beton, s. Baustoffe — Beton- u. Eisenbetonbau
Eisenbahnen s. a. Schnellbahnen — Bahnhofsanlagen — Oberbau — Sicherungsanlagen.
— Centovalli-Bahn Locarno—Domodossola. *V* 735
— Waltershofer Bahn 771
— Benguela-Eisenbahn. *V* 859
Eisenbetonbau s. Betonbau.
Eisenbau s. Stahlbau.
Elbing. Neubau der „Hohen Brücke" über den Elbingfluß 675
Elektrische Bahnen s. Schnellbahnen — Eisenbahnen.
Ellesmere. Hafen von — am Kanal von Manchester. *V* 208
Endler, J., Reichsbahnrat, Greiz i. V. Ein fahrbares Schalgerüst zum Bau einer 63 m langen, zweigleisigen Überschneidungsbrücke aus Walzträgern in Beton 334
Engelund, A., Professor, Kopenhagen. Der internationale Wettbewerb für den Bau eines Freihafens in Barcelona . 629
Enneper, O., Oberingenieur, Dortmund. Bahnsteighalle Sao Paulo 665
Entwässerungsanlagen s. Be- und Entwässerungsanlagen — Meliorationsbauten.
Erddruck s. a. Baugrundforschung.
— Druckverteilung im Baugrund, III . . . 268
— —, IV 828
— Beitrag zur Berechnung der Standsicherheit eines Bauwerkes gegen Grundbruch des Untergrundes nach Krey 327
— Beschränkung der Rutschungsgefahr bei Herstellung von Einschnitten durch Abflachen der Böschungen 343
— Ungünstigste Belastung durch Platten verankerter Bollwerke 520
— Böschungsrutschungen im Rosengartener Einschnitt der Eisenbahnlinie Berlin—Frankfurt (Oder) 613
— Rationelle Bauweise von Stützmauern . 708
— Rampen- und Bahnsteigmauern 729
— Einfluß der ungünstigsten Laststellung bei Berechnung der Standsicherheit der Ankerplatten von Bollwerken . . . 817
— Ausbildung des Betonkernes bei Staudämmen und seine Berechnung . . 838
Ernst, Reichsbahnrat, Berlin. Ideenwettbewerb für den Bau einer neuen Rheinbrücke bei Ludwigshafen—Mannheim 77, 130, 214
— Ideenwettbewerb für den Bau einer neuen Rheinbrücke bei Speyer 532
— Ideenwettbewerb für den Bau einer neuen Rheinbrücke bei Maxau . . . 597, 627
Ertl, Oberregierungsbaurat, Weilheim, Obb. Die Korrektion geschiebeführender Flüsse in Bayern 609
Escher, G., Ingenieur, Mailand. Brücke für die Straßenbahn Omegna—Intra bei Intra am Lago Maggiore . *V* . . . 511
Faber, E., Dr., Ministerialrat a. D., München. Die Regulierung des Talweges in einem kanalartig ausgebauten Flußbette mit beweglicher Sohle 28
Fabricius, G., Stadtbaurat a. D., Dr.-Ing. ehr. *V* 538
Fahl, Reichsbahnrat, Salzwedel. Vereinfachte Bauweise von Güterschuppen. *V* . . 207
— Über rationelle Bauweise von Stützmauern 708
Fichtner s. Petrich.
Fischer, F., Zivilingenieur, Wien. Überbauung eines Kesselhauses im Wiener Städtischen Elektrizitätswerke . . . 833
Fischmann, Dr.-Ing., Grünberg i. Schles., Der Neubau der „Hohen Brücke" über den Elbingfluß in Elbing 675
Flughäfen in Ausgestaltung und Betrieb 287
— Zur Frage der Unterbringung von Großflugzeugen 621
— Schwimmender Luftfahrthafen für Überseeverkehr. *V* 699

Seite

Flußbau s. a. Hochwasser — Be- und Entwässerungsanlagen — Wasserstraßen.
— Regulierung des Talweges in einem kanalartig ausgebauten Flußbette mit beweglicher Sohle 28
— Wolga-Don-Wasserstraße 340
— Oderdurchstich bei Reinberg 415
— Der Rhein zwischen Basel und Mannheim 462
— Künstliche Verlandung als Anfangsstadium der Flußregulierungen 492
— Ermittlung der Schwemmstofführung in natürlichen Gewässern 525, 600
— — Berichtigung. *V* 636
— Korrektion geschiebeführender Flüsse in Bayern 609
— Flußkorrektionsarbeiten am mittleren Po. *V* 635
— Neuartige Regulierungen in der kanalisierten Oder von Cosel bis zur Mündung der Glatzer Neiße 637
Fördergerüst für den Kalischacht „Niéves", Spanien 674
Franzius, G., Regierungsbaurat, Kolberg. Die ungünstigste Belastung durch Platten verankerter Bollwerke . . . 520
Freeman, J. R., Ehrenbürger der Techn. Hochschule Karlsruhe. *V* 329
Frischmuth, E., Dipl.-Ing., Berlin. Eissprengungen mit „Thermit" 717
Fritsche, J., Dr. techn. a. o. Professor an der Deutschen Technischen Hochschule Prag. Zur genauen Theorie der Hängebrücken 631
Frodingham. Umbau der Bahnanlagen bei Scunthorpe und —. *V* 196
Funktürme s. Maste.
Gährs, Ministerialdirektor Dr.-Ing., Berlin. Die Arbeiten der Reichswasserstraßenverwaltung im Jahre 1928 61, 83, 112, 127
Galatz, Hafen. *V* 133
Gasbehälter, wasserloser Kolben— 681
Gdingen, Kosten des Hafenbaues. *V* . . 521
Geiger, J., Dr., Augsburg. Die Aufzeichnung rasch wechselnder Dehnungen mit Hilfe des Extensographen 840
Gottlieb s. Spetzler.
Grabow (Meckl.). Umbau der Eldekanalbrücke 835
Graf, O., Professor, Stuttgart. Über die Bedeutung des Messens der Bestandteile des Betons 308
Greger, F., Reichsbahndiplomingenieur, Köln. Neue Vorschläge für Ausbildung und Abdichtung von Decken aus einbetonierten Walzträgern und von Bahnsteigtunneln 740
Griesert, K., Regierungsbaumeister, Landsberg a. W., Vorstand der Kulturbauabt. für die Warthe-Netze-Niederung. Vorflutregulierung im Obernetzebruch . 49
— Schöpfwerk Pollychen 713
Grundbau. Bodenverfestigung auf chemischem Wege. *V* 198
— Rationelle Bauweise von Stützmauern . 708
— Rampen- und Bahnsteigmauern 729
Gründung. Chinesische Gründungsarten . 14
— Eisenbetonpfähle aus Schale und Kern. *V* 197
— Schräge Druckluftabsenkung in Theorie und Praxis 566
Grundwasserabsenkung. Ausführung von — mit Tiefbrunnenpumpen 394
Grundwasserstände. Merkwürdige Erfahrungen bei der Bestimmung von — mit Beobachtungsrohren 863
Grüning, M., Prof., Hannover. Zum 60. Geburtstag. *V* 846
Günthel, Regierungsbaumeister, †. *V* . . 222
Gutberlet, F., Regierungsbaumeister, Neuruppin. Vergleich der Bodengewinnungskosten bei Anwendung von Handschacht und Maschinenarbeit . 445
Guttstadt, Reichsbahnoberrat, Mitglied der Reichsbahndirektion Osten in Frankfurt (Oder). Die Böschungsrutschungen im Rosengartener Einschnitt der Eisenbahnlinie Berlin—Frankfurt (Oder) . 613

Seite

Hackstroh, P. A. M., Oberstleutnant im Geniestabe a. D., Haag. Merkwürdige Erfahrungen bei der Bestimmung von Grundwasserständen mit Beobachtungsrohren 863
Hafenanlagen s. a. Kaimauern — Baugeräte und Baumaschinen — Umschlaganlagen.
— Geplante Erweiterungen d. — von Chicago und Calumet. *V* 19
— Neuer indischer Hafen. *V* 60
— Erweiterungsbauten des Hafens von Dordrecht. *V* 75
— Wettbewerb Freihafen Barcelona. *V* . . 76
— Dückdalben als Anlegewerke für große Schiffe in durch Bohrwurm gefährdeten — 80
— Erweiterungsbauten des Hafens von Bombay. *V* 87
— von Galatz und Braila und die Neubauten an der Sulina-Donaumündung. *V* . 133
— von Ellesmere am Kanal von Manchester. *V* 208
— Englische Handels- und Fischereihäfen 223, 258, 320
— Kai für Zementverladung aus Eisenbeton in Northfleet, London. *V* 249
— Danzig 467
— Neuere Entwicklungen in den Seehäfen 475
— Kosten des Hafenbaues von Gdingen. *V* 521
— Bau des Hafens in Helgoland 549
— Internationaler Wettbewerb für den Bau eines Freihafens in Barcelona . . . 629
— Hamburgs Hafenbauten auf Waltershof . 761
—, neue, von Venedig. *V* 858
Hafenbautechnische Gesellschaft. Tagung in Dresden am 10. und 11. Mai. *V* 429
Hagen, K. K., Ing., Kitschkas (Ukraine). Kombiniertes Brücken- und Zylinderwehr 420
Hagen, L., 100 Jahre alt. *V* 635
Haegermann, Dr., Karlshorst. Hochwertige Zemente 105
— Neue Betonarten 105
Hallenbau s. a. Bahnhofsanlagen.
— in Holz. *V* 88
— Einsturz der Stuttgarter Stadthalle . . . 121
— Vereinfachte Bauweise von Güterschuppen. *V* 207
— Fischversteigerungshalle X in Wesermünde. *V* 209
— der Gartenbaugesellschaft in London. *V* 439
— für den Luftschiffbau bei Akron. *V* . . 499
— zur Frage der Unterbringung von Großflugzeugen 621
Haller, Dr.-Ing., Dr. rer. pol., Regierungsbaumeister a. D., Langenau/Wttbg. Die Owyheetalsperre, die höchste Talsperre der Welt. *V* 352
Hamburg. Bei der Reinigung des Isebeckkanals in — verwendete neuartige Schwimmwehre 201
— Bemerkenswerte Bauwerke der neuen Untergrundbahnlinie 241
— Viergleisige Eisenbahnbrücke über die Norderelbe 661, 704
— Hafenbauten auf Waltershof 761
Haus der Technik. Bauwissenschaftliche Vorträge. *V* 658
Le Havre. Kühlanlagen im Hafen. *V* . . 463
Hedde, P., Oberbaurat, Bremen. Beitrag zur Berechnung der Standsicherheit eines Bauwerkes gegen Grundbruch des Untergrundes nach Krey 327
Heidelberg. Bautechnische Einrichtungen im neuen Lokomotiv- und Abstellbahnhof 7, 51
Helbing, H., Baudirektor Dr.-Ing. Ehrenbürger der Technischen Hochschule Karlsruhe. *V* 524
Helgoland. Hafen 549
Herzka, L., Ingenieur, Wien. Über Maßnahmen zur Herabsetzung und Ausschaltung der Schwindspannungen bei Bauwerken aus Beton- und Eisenbeton. *Z* 60
Hetzell, Baurat, und Dipl.-Ing. **Wedekind,** Hamburg. Hamburgs Hafenbauten auf Waltershof 761

Seite

Hinderks, A., Dipl.-Ing., Hannover. Strömungsuntersuchung an selbsttätigen Saugüberfällen 275, 335
Hochbau. Bau eines Turmhauses in Minneapolis. *V* 366
— Verstärkung mittels Schweißverfahrens bei der Aufstockung eines Gebäudes. *V* 453
— Turmhaus von 56 Stockwerken in New York. *V* 608
— Überbauung eines Kesselhauses im Wiener Städtischen Elektrizitätswerke 833
Hochwasserschutz. Wasserwirtschaftliche Planungen im Weißeritzgebiet bei Dresden 1
— an der Donau in Bayern 65, 115
— Wiederherstellung des rechtseitigen Rheindammes bei Schaan (Liechtenstein) 265, 282
— becken in den niederschlesischen hochwassergefährlichen linken Nebenflüssen der Oder 447
— Ringschieberventil, ein neuer Hochwasserentlaster und Energievernichter für Grundablässe 606
— Eissprengungen mit „Thermit" 717
— Staumauer im Oberlauf des Albigna. *V* 819
Holz s. Baustoffe.
Holzbau s. a. Statik — Unfälle.
— Russische Vorschriften für hölzerne Eisenbahnbrücken 16
— Baubrücke am Bahnhof Jungfernheide der Stichbahn Jungfernheide—Gartenfeld, Berlin. *V* 46
— Bautechnische Einrichtungen im neuen Lokomotiv- und Abstellbahnhof in Heidelberg 7, 51
— Hallenbauten in Holz. *V* 88
— Fischversteigerungshalle X in Wesermünde. V 209
— Holz-Dachkonstruktionen im Bereich der Reichsbahndirektion Köln . . . 211, 230
— Straßenbrücke über die Aare bei Bremgarten-Bern. *V* 522
Honemann, Reichsbahnoberrat, Hannover. Über Rampen- und Bahnsteigmauern 729
Hoost, Regierungs- und Baurat, Dr.-Ing., Danzig-Langfuhr. Gefahren in Lichtspielhäusern und Maßnahmen zu ihrer Beseitigung 485
Höpfner, P., Geheimrat, †. *V* 274
Hubinger, H. s. Knab.
Hunke, E., Ingenieur, Tientsin-China. Chinesische Gründungsarten 14
Internationaler Kongreß für Beton und Eisenbeton. *V* 285
Internationale Vereinigung für Brückenbau und Hochbau. *V* 818
Intra am Lago Maggiore. Brücke für die Straßenbahn Omegna—Intra. *V* . . 511
Jagschitz, K., Direktor, Dr.-Ing. ehr., Auszeichnung. *V* 538
Janetzki, Landesbaurat, Breslau. Hochwasserschutzbecken in den niederschlesischen hochwassergefährlichen linken Nebenflüssen der Oder . . . 447
Jöhrens, A., Regierungsbaumeister a. D., Höchst a. M. Die Wirtschaftlichkeit der Straßenbefestigungen. *Z* . . . 47
Junkers, H., Prof. Dr., Ehrenbürger der Technischen Hochschule Karlsruhe. *V* . 119
Kaimauern s. a. Stützmauern.
— am Burchardkai in Hamburg 769
Kanäle s. a. Be- und Entwässerungsanlagen — Wasserstraßen.
— Neubau eines Dükers durch den Aire-Kanal. *V* 17
— Mittellandkanal. Erfahrungen über Schrumpfrisse bei Gußbeton . . . 167
— Wolga-Don-Wasserstraße . . . 340, *V* 636
— Stand der Bauarbeiten am Mittellandkanal. *V* 698
— Nikaragua-Kanal. *V* 710
Kappeln. Straßen- und Kleinbahnbrücke über die Schlei bei — 150
Kapsch, G., Professor, Dr.-Ing. ehr., München. Die Straßenbrücke über den Rhein in Köln-Mülheim . 683, 775, 813, 865

Seite

Kembs, Rheinkraftwerk 855
Keutner, Chr., Dipl.-Ing, Danzig-Langfuhr. Neues Berechnungsverfahren für den Abfluß an Wehren aus der Geschwindigkeitsverteilung des Wassers über der Wehrkrone 575
— — Nachtrag. *V* 636
Klettendorf. Auswechslung der Lohebrücke bei — im Gleis Breslau—Schweidnitz. *V* 119
Knab, K., Oberbauamtmann, und Regierungsbaumeister **H. Hubinger,** Augsburg. Neubau der Straßenbrücke über den Lech in Augsburg-Hochzoll . . 24, 55
Koch, C., Reichsbahnrat, Stettin s. Koehler.
—, **Hans,** Regierungs- und Baurat, Potsdam. Dieselspüler 355
—, **W.,** Reg.-Baumeister a. D., Berlin-Steglitz. Der Umbau der Havelbrücke in Potsdam 670, 693, 719
Kögler, F., Professor Dr.-Ing., Freiberg, Sa., und Regierungsbaumeister Dr.-Ing. **A. Scheidig,** Langenhessen (Pleiße). Druckverteilung im Baugrunde. III. Folgerungen aus den neueren Versuchen, Regeln für die Praxis . . . 268
— — IV. Spannungsverteilung an der Sohlfläche von Gründungskörpern . . . 828
Koehler, G., Direktor bei der Reichsbahn, Stettin. Bemerkenswerte neue Brückenbauten in Beton und Eisenbeton bei Stettin 725
— und Reichsbahnrat **C. Koch,** Stettin. Der Bau der neuen Eisenbahnbrücken über die West- und Ostoder bei Stettin 367
Kohnke, R., Prof., Danzig. Die Eisenbetonkonstruktionen in dem deutschen Studentenhaus zu Danzig 486
Köln-Mülheim. Straßenbrücke über den Rhein 683, 775, 813, 865
Kommerell, O., Dr.-Ing., Direktor bei der Reichsbahn, Berlin. Anleitung für die Bauüberwachung von Stahlbauwerken auf der Baustelle 618
Koenig, Regierungsbaumeister, Glogau. Der Oderdurchstich bei Reinberg . . . 415
Königsberg i. Pr. Neue Stellwerkgebäude 639
Krabbe, Reichsbahnoberrat, Essen. Der Rautenträger mit Anschluß der Querträger an Hilfspfosten in den Kreuzungspunkten der Streben . 117, *Z* 414
Kranz, W., Dr., Stuttgart. Zur Gründung der Donaubrücke in Zwiefaltendorf (Württ.) und zur Baugrunduntersuchung. *Z* 711
Krauth, Direktor Dr.-Ing., Berlin-Lichterfelde. Die heutige Groß-Erdbautechnik 701, 731
Kriemler, Karl J., Professor, Stuttgart. Über die Kraftwirkung zwischen Kraftwagen und Straße 292
Kriwoschein, G., Prof., Ing., Petrograd, dzt. Prag. Hängewerke mit aufgehobenem Horizontalzug 743
Kulka, H., Prof. Dr.-Ing., Hannover. Zum 60. Geburtstag von Prof. M. Grüning. *V* 846
Lappöhn, Regierungsrat, Dipl.-Ing., Berlin-Steglitz. Der amerikanische Straßenbau im Jahre 1928 643
Lehnert, R., Oberregierungsbaurat, Pirna. Die Pirnaer Elbbrücke und ihre Verbreiterung 1928 . . . . . 809, 825
Leißler, Regierungsbaurat, Darmstadt. Bau der Opelbrücke 319
Leitholf, O., Zivilingenieur, Dr.-Ing. ehr., Berlin. Konstruktionen für den Umbau 1927/28 des Opernhauses Berlin, Unter den Linden. III. Das Zuschauerhaus 172
Leningrad. Wasserkraftwerk Wolchowstroi bei —. *V* 134
Leo, G. H., Oberbaudirektor, Dr.-Ing. ehr. *V* 538
Leuchttürme s. Seezeichenwesen.
Levi-Civita, T., Prof., Dr.-Ing. ehr. *V* . . 499
von der Leyen, A., Wirkl. Geheimer Rat, 85 Jahre alt. *V* 454

Seite

Lienau, O., Prof., Dr.-Ing. ehr. *V* 538
Lindenau, G., Dipl.-Ing., Berlin-Steglitz. Schallisolierungen im Hochbau . . . 107
Locarno. Centovalli-Bahn Locarno—Domodossola. *V* 735
Loebell, Oberregierungsbaurat, Berlin. Führung von Zylinderschützen für Schleusen und Stauwerke bei größerem Gefälle. *V* 262
Lohmeyer, E., Ministerialrat Dr.-Ing., Berlin. Tagung der Hafenbautechnischen Gesellschaft in Dresden. *V* 429
London. Kai für Zementverladung aus Eisenbeton in Northfleet. *V* 249
— Halle der Gartenbaugesellschaft. *V* . . 439
— Wasserversorgung. *V* 619
Ludin, A., Berlin. Die Geschwindigkeitsverteilung im Strahle über einer Wehrkrone. *Z* 711
Ludwigshafen. Ideenwettbewerb für den Bau einer neuen Rheinbrücke bei — —Mannheim 77, 130, 214
Lührs, Dr.-Ing., Duisburg. Die Union-Kanaldiele 325
Maier-Leibnitz, Prof. Dr.-Ing., Stuttgart. Der Einsturz der Stuttgarter Stadthalle 121
— Versuche mit eingespannten und einfachen Balken von I-Form aus St 37 . . . 313
— — Berichtigung. *V* 366
Mandla (Indien). Wiederherstellung einer durch Hochwasser zerstörten massiven Brücke in Indien. *V* 31
Mannheim s. a. Ludwigshafen.
— Der Rhein zwischen Basel und — . . 462
Marquardt, E., Dr.-Ing., Stadtbaurat, München. Der Hochwasserschutz an der Donau in Bayern. 65, 115
— Prof. Konrad Pressel †. *V* 75
Marseille. Kühlanlagen und Getreidespeicher des Hafens von —. *V* 353
Marx, Regierungs- und Baurat, Breslau. Zur Beschränkung der Rutschungsgefahr bei Herstellung von Einschnitten durch Abflachen der Böschungen 343
— Zur Frage der Wasserundurchlässigkeit von Beton 863
—, **P.,** Oberingenieur, Köln-Lindenthal. Die Wirtschaftlichkeit der Straßenbefestigungen. *Z* 47
Marzahn, W., Dr., Berlin. Versuche an Armco-Eisen. *Z* 699
Mastfundamente, Berechnung 348
Maurer, W., Ing., Reichsbahndirektion Königsberg. Neue Stellwerkgebäude auf dem Bahnhof Königsberg i. Pr. 639
Maxau. Preisausschreiben der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft für die neuen Rheinbrücken bei Ludwigshafen—Mannheim, Speyer und —. *V* . . . 222
— Ideenwettbewerb für den Bau einer neuen Rheinbrücke 597, 627
Mechanicville. Umbau des Rangierbahnhofes in — der Boston- und Maine-Eisenbahn. *V* 285
Meerkatz, Reichsbahnrat, Kassel. Der Umbau der Weserbrücke bei Wehrden . 37
Meißen. Wettbewerb Straßenbrücke über die Elbe. *V* 76
Meißner Pascha, H., Dr.-Ing. ehr., Konstantinopel. Bewegungswiderstand der Eisenbahnwagen in Kurven 852
Melan, E., Prof. Dr., Wien. Ein Beitrag zur Berechnung der Einflußlinien statisch unbestimmter Systeme 520
—, **J.,** Prof. Dr.-Ing., Prag. Entwurf für die neue Straßenbrücke über die Elbe in Aussig 226
Meliorationsbauten s. a. Be- u. Entwässerungsanlagen.
— Vorflutregulierung im Obernetzebruch . 49
Menden. Einsturz eines Brückengerüstes über die Sieg bei —. *V* 31
Meßgeräte. Aufzeichnung rasch wechselnder Dehnungen mit Hilfe des Extensographen 840
Meyer, W., Dipl.-Ing., Duisburg. Das Förderwesen in einer Eisenkonstruktionswerkstätte 589

Seite

Minneapolis. Bau eines Turmhauses. *V* . 366
Möller, Reichsbahndirektionspräsident, Dr.-Ing. ehr. *V* 698
Moeller, Regierungsbaurat, Duisburg-Meiderich. Dalben aus flußstählernen Spundbohlen 849
Moers, Vorflutbeschaffung im Moersbachgebiet zwischen — und Repelen . . 737
Mörsch, Prof. Dr.-Ing., Stuttgart. Zur Berechnung zylindrischer Silozellen aus Eisenbeton 298
Mühlbradt, A., Baurat, Lübeck. Brückenbauten im Bezirk der Lübeck-Büchener Eisenbahngesellschaft 331
Müllenhoff, A., Prof., Aachen. Versuche an Armco-Eisen . . . . . 338, *Z* 699
— Der zweite Jahresbericht über den Bau der Hudsonbrücke in New York. *V* 699
Müller, W., Prof. Dr.-Ing., Dresden. Ein einheitlicher Maßstab zur Erdmassenermittlung von Damm und Einschnitt bei vollständigen und Anschnittprofilen 109
München. Bau eines Hauptsammelkanals mit Bahnunterkreuzung 689
Muy, O., Direktor, Dr.-Ing. ehr. *V* . . . 119
Neumann, E., Prof., Dr.-Ing., Stuttgart. Wirtschaftliche Linienführung von Kraftverkehrsstraßen 294
— Eisenbahnübergänge aus Beton. *V* . . 607
Newcastle. Straßenbrücke über den Tyne bei —. *V* 658
New York. Umbau der „High Bridge". *V* 351
— Plan einer neuen Brücke über den Hudson in — (im Zuge der 75. Straße). *V* 453
— Betriebserfahrungen vom Hudson-River-Automobiltunnel (Hollandtunnel). *V* 464
— Turmhaus von 56 Stockwerken. *V* . . 608
— Bau der Hudsonbrücke, zweiter Jahresbericht. *V* 699
— Bogenbrücke über den „Kill van Kull" bei — 748
Normen für Straßenbrücken 193
— Normung der Begriffe und Benennungen von Anstrichfarben. *V* 499
Oberbau. Stahl- und Eisenbetonschwellen. *V* 453
— Eisenbahnübergänge aus Beton. *V* . . 607
Oberlahnstein. Eisenbetonbogenbrücke über die Lahn 861
Oldenburg i. O. Neubau eines Sammelbrunnens für das Wasserwerk . . . 12
— Schleuse Oldenburg im erweiterten Hunte-Ems-Kanal 137
Ostendorf, Regierungs- und Baurat Dr.-Ing., Münster (Westf.). Betonzerstörung und ihre Abwehr 435
Ottmann, Ministerialrat a. D. Dr.-Ing., Berlin. Ludwig Hagen 100 Jahre alt. *V* . . 635
Paproth, E., Dipl.-Ing., Berlin-Wilmersdorf. Die schräge Druckluftabsenkung in Theorie und Praxis 566
Paris. Umbau der Europa-Brücke. *V* . . 750
Patentschau. Bearbeitet von Regierungsrat Donath, Berlin.

Nr.	Seite	Nr.	Seite	Nr.	Seite
453 210	32	468 876	430	468 510	660
453 211	32	467 020	442	473 964	712
450 078	76	461 685	454	468 550	712
451 473	88	467 832	454	477 215	724
456 741	88	468 388	546	472 335	724
452 846	88	451 036	547	472 752	736
458 584	210	467 831	547	472 947	752
458 123	210	445 376	547	476 546	820
462 415	222	458 168	547	476 317	832
461 485	274	465 866	547	471 300	832
458 421	286	465 207	547	473 135	832
463 562	286	467 878	548	477 610	848
466 935	354	465 917	548	475 325	860
468 340	414	465 916	548	471 714	860

— Vortreibspitze mit Abdichtungsrinne für Vortreibrohre 32
— Abdichtung des unteren Endes eines Vortreibrohres 32
— Verfahren und Vorrichtung zur Herstellung von Kanälen 76

Seite

Patentschau. Kammerschleuse mit Vorkammer zur Vernichtung der lebendigen Kraft des am Schleusenoberhaupt einfließenden Wassers 88
— Vorrichtung zur Herstellung von Betonverkleidungen für Böschungen . . . 210
— Kammerwasserschloß 210
— Selbsttätiger Heber 222
— Antrieb für Wehre mit Segmentaufsatz und getrennten Hubmitteln für Wehrkörper und Aufsatz 274
— Pfahlschuh für Vortreibrohre zur Herstellung von Ortpfählen 286
— Eiseneinlage für eine beim Bau von Schleusen und ähnlichen Bauwerken zwischen eisernen Kastenspundwänden durch Schüttbeton unter Wasser herzustellende Eisenbetonsohle 286
— Z-Spundbohle 354
— Verschlußkörper für Wasserbehälter, insbesondere für Schleusen 414
— Teichanlage mit Druckwasserspeisung . 430
— Senkkasten für Druckluftgründung . . . 442
— Vorrichtung zum Reinigen der Bodenklappe eines auf ein Vortreibrohr aufgesetzten Füllschachtes 454
— Saugbrunnen für Grundwasserabsenkungen 454
— Seilbahnanlage für Schüttung von Dämmen mit Betonkern 546
— Vorrichtung zur Lockerung eines unmittelbar oder mit einer Senkhülle in den Boden abgesenkten Vortreibpfahles oder Pfahlkerns mit Pfahlschuh 547
— Füllschacht für Vortreibrohre 547
— Wehrkörper mit aufgesetzter Klappe . . 547
— Klappenwehr nach Chanoine-Pasqueau . 547
— Schiffshebewerk mit auf den Hubrollen reitend gelagertem Antriebe 547
— Selbsttätige Abschlußeinrichtung für Saugheber 547
— Untere Abdichtung eines versenkbaren Wehrverschlusses 548
— Schiffshebewerk mit gesonderter Hebevorrichtung für das Anheben des Troges aus dem Wasser und für seine Bewegung in der Luft 548
— Abschlußbauwerk für Schleusen, Kanäle u. dgl. 548
— Hohler Spundpfahl 636
— Pfahlrostgründung 636
— Winkelstützrahmen für Erdstützwände mit einer lose auf dem rückwärtigen Rahmenfuß unter dem zu stützenden Erdreich liegenden waagerechten Druckplatte 660
— Verfahren zur Herstellung konischer Eisenbetonpfähle 712
— Verfahren zum Herstellen von Ortpfählen aus Stampfbeton mit seitlichen Vorsprüngen 712
— Verfahren zur Vergrößerung der Wasserführung eines Werkkanals 724
— Verfahren zur Herstellung von Ortpfählen - 724
— Verfahren zur Sicherung von Böschungen 736
— Zweiteiliges Hubtor 752
— Brücke mit vergrößertem Abstande der Hauptträger 820
— Walzenwehr für veränderlichen Stau . . 832
— Einrichtung zum Entschlammen von Stau- und Hafenbecken oder dgl. 832
— Selbsttätige Stauvorrichtung mit Schwimmerantrieb für Fischteiche 832
— Zylinderschütz mit Antriebshebel . . . 848
— Schleusenartige Schiffshebevorrichtung . 860
— Spundwandeisenschloß 860
Pein, Marinebaurat, Wilhelmshaven. Dückdalben als Anlegewerke für große Schiffe in durch Bohrwurm gefährdeten Hafenanlagen 80
Penig i. Sa. Umgehungsstraße bei — 455, 494
Personalnachrichten. 20, 48, 76, 136, 186, 198, 210, 222, 234, 274, 330, 354, 366, 430, 442, 466, 500, 524, 540, 548, 620, 648, 660, 700, 712, 752, 820, 832, 872

Seite

Petersen, R., Prof., Danzig. Der Schwebelift, eine neue Bauweise von Luftseilbahnen 477, 517
Petrich, Oberregierungsbaurat, Dresden, und Regierungsbaumeister **Fichtner,** Penig i. Sa. Die Umgehungsstraße bei Penig i. Sa. 455, 494
Pfähle, s. Gründung.
Pickl, Regierungsbaurat, München. Das Rheinkraftwerk Kembs 855
Pirath, C., Prof. Dr.-Ing., Stuttgart. Flughäfen in Ausgestaltung und Betrieb 287
Pirna a. E. Elbbrücke und ihre Verbreiterung 1928 . . . . . 809, 825
Pollychen, Schöpfwerk 713
Popken, Regierungsbaurat, Vorstand des Wasserstraßenamtes Oldenburg i. O. Die „Schleuse Oldenburg" im erweiterten Hunte-Ems-Kanal 137
Portland. Brücke über den Willamette-Fluß bei —. *V* 660
Potsdam. Umbau der Havelbrücke. 670, 693, 719
Prandtl, L., Prof. Dr. phil. Dr.-Ing. ehr. Ehrung. *V* 466
Preisausschreiben s. Wettbewerbe.
Pressel, K., Prof., † *V* 75
Probst, E., Prof. Dr.-Ing. Ehrung. *V* . . 466
Proetel, H., Prof., Aachen. Schleuse ohne Wasserverbrauch mit schwimmenden luftbetriebenen Aufnahmebecken . . 856
— Schleusen ohne Wasserverbrauch. *Z* . 870
Prött s. Schinkel.
Reichsausschuß für Metallschutz in Berlin. Jahresversammlung. *V* 31
Reichsforschungsgesellschaft für Wirtschaftlichkeit im Bau- u. Wohnungswesen e. V. Technische Tagung „Wohnungsbauwirtschaft und Wirtschaftlichkeit im Bauen" in Berlin. *V* 233, 365
Reichshaushalt 1929. *V* 273, 286
Reichswasserstraßenverwaltung. Die Arbeiten der — im Jahre 1928. 61, 83, 112, 127
Reinberg. Oderdurchstich 415
Reinhardt, Reichsbahnrat, Rheinhausen. Zum Abbruch der alten Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Duisburg-Hochfeld 244
Reinhold, F., Stadtamtsbaurat Dr.-Ing., Dresden. Beitrag zur Bestimmung des Abflußbeiwertes bei Regenfällen 507, 529
Reißner, H., Prof. Dr.-Ing. ehr. *V* . . . 499
Riedig, F., Dipl.-Ing., Dresden. Schleppfahrzeuge bei der Ausführung von Tiefbauten. *V* 750
— Neuere Kleinbagger und Hilfsgeräte zur Ausführung von Tiefbauten 821
Roeren s. Bading.
Roloff, Reichsbahnoberrat, Oppeln. Zur Frage des Baustahls in Deutschland . 89
Rosengarten b. Frankfurt a. O. Böschungsrutschungen im Rosengartener Einschnitt der Eisenbahnlinie Berlin—Frankfurt (Oder) 613
Rothenburg, E., Zivilingenieur, Newark (N. Y). Fadenmodelle zur Berechnung versteifter Hängebrücken usw. . . . 844
Rothmund, L., Professor, Stuttgart. Schleusen ohne Wasserverbrauch . . 300, 344, 425
— — *Z* 870
Rudeloff, M., Geheimrat, †. *V* 521
Roudolf, Oberregierungsbaurat, Berlin-Friedenau. Betonkonstruktionen für Sicherungsanlagen der Eisenbahnen . . . 696
Rüth, G., Professor, Dr.-Ing. ehr. *V* . . . 608
Sao Paulo, Bahnsteighalle 665
Sahling, techn. Reichsbahn-Oberinspektor, Altona. Der Umbau der Eldekanalbrücke bei Grabow (Meckl.) unter Verwendung zweier 60-t-Kranwagen der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft 835
Schaan (Liechtenstein), Wiederherstellung des rechtseitigen Rheindammes bei Schaan 265, 282
Schachenmeier, Reichsbahnrat, Heidelberg. Über bautechnische Einrichtungen im neuen Lokomotiv- und Abstellbahnhof Heidelberg 7, 51

Seite

Schaechterle, K., Dr.-Ing., Reichsbahnoberrat, Stuttgart. Versuche der Deutschen Reichsbahn mit Bauhölzern verschiedener Herkunft 99, 203
— Die Dichtung und Entwässerung des Schanztunnels bei Fichtenberg . 624, 655
Schäfer, A., Reg.-Baumeister, Stuttgart. Die Energievernichtung an Wehranlagen . 263
Schaper, G., Dr.-Ing. ehr. Dr. techn. h. c., Berlin. Der Brückenbau und der Ingenieurhochbau der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft im Jahre 1928 . 4, 42, 68
— Die Brücke über den Kleinen Belt 124, 190, 253
— Die erste Eisenbahnbrücke in Siliziumstahl in der Schweiz, die Aarebrücke bei Brügg. *Z* 545
— Zum 25 jährigen Bestehen des deutschen Stahlbau-Verbandes 661
Scharnow, C., Dr.-Ing., Sterkrade. Das Kompressorenhaus der Ruhrchemie Aktiengesellschaft in Sterkrade-Holten 484
Scheidig s. Kögler.
Scheidt, A., Berlin, Dr.-Ing. ehr. *V* . . . 818
Schellewald, Direktor Dr.-Ing. ehr., Dortmund. Die Einführung hochwertigen Stahles im Bauwesen 219
Schiffshebewerke s. a. Schleusen.
— Arbeiten der Reichswasserstraßenverwaltung im Jahre 1928 . 61, 83, 112, 127
Schinkel, M., Regierungsbaurat Dr.-Ing., Magdeburg. Erfahrungen über Schrumpfrisse bei Gußbeton 167
— und Regierungsbaurat **Prött,** Elbeu. Die Unterführung der Reichsbahn Magdeburg—Stendal unter dem Mittellandkanal 489, 513, 604
Schleusen s. a. Schiffshebewerke.
— Ausrüstung nach den Erfahrungen im Bereich der Verwaltung der Märkischen Wasserstraßen 33
— Schleuse Oldenburg im erweiterten Hunte-Ems-Kanal 137
— Eiserne Spundbohlen bei Herstellung der Kammerwände für die Schleusen Friedrichsfeld und Hünxe des Kanals Wesel—Datteln 251, 279
— Führung von Zylinderschützen für — und Stauwerke bei größerem Gefälle. *V* 262
— ohne Wasserverbrauch . . . 300, 344, 425
— — *Z* 870
— Bruch des Untertores der südlichen Schleuse Kersdorf des Oder-Spree-Kanals am 10. August 1928 459
— Beobachtungen und Erfahrungen über Aussinterungen und Zerstörungen an Betonschleusen der Märkischen Wasserstraßen 505
— Bau einer Schleuse nebst Stauanlage im Becken des Illinois-Flusses. *V* . . 660
— Grundlagen der Entwurfsbearbeitung der Nordschleusenanlage in Bremerhaven. (Vortrag Agatz auf der Herbsttagung der D. G. f. B.). *V* 709
— ohne Wasserverbrauch mit schwimmenden luftbetriebenen Aufnahmebecken . . 856
Schmick, R., 70 Jahre alt. *V* 32
Schnellbahnen s. a. Untergrundbahnen.
Schön, K., Zivilingenieur, Würzburg. Wälzwehr mit veränderlichem Stau . . . 431
Schulze, F. W. Otto, Dr.-Ing. ehr., Danzig-Langfuhr. Neuere Entwicklungen in den Seehäfen 475
Schulze-Pillot, Professor, Dr.-Ing. ehr. *V* . 538
Schütz, Regierungsbaumeister Moers, und Direktor **A. Dischinger,** Dortmund. Die Vorflutbeschaffung im Moersbachgebiet zwischen Moers und Repelen 737
Schwebebahnen s. Seilbahnen.
Schwegler, H. G., Detroit, U. S. A. Die internationale Hängebrücke über den Detroit-Fluß 71, 642
Schweißen. Neuere Anwendungsgebiete der elektrischen Schweißverfahren. *V* 45
Scunthorpe. Umbau der Bahnanlagen bei — und Frodingham. *V* 196

Seite

Seewasserstraßen s. Wasserstraßen.
Seezeichenwesen 63
— Arbeiten der Reichswasserstraßenverwaltung im Jahre 1928 63
— Entwicklung des deutschen —. *V* . . 272
— Befeuerung d. Seeschiffahrtstraße Stettin—Swinemünde 379
Seilbahnen. Schebelift, eine neue Bauweise von Luft — 477, 517
Seitz, H., Dr.-Ing., Oberingenieur, Stuttgart. Bauholz 96
— Wasserdichtheit von Fichtenholz , . . 741
Sichardt, W., Regierungsbaumeister a. D., Dr.-Ing., Oberingenieur, Berlin. Die Ausführung von Grundwasserabsenkungen mit Tiefbrunnenpumpen. *V*. 394
— Tiefbrunnenpumpen für Grundwasserabsenkungszwecke 405
Sicherungsanlagen. Betonkonstruktionen für — der Eisenbahnen 696
Siebert, B., Dr.-Ing., Hamburg. Bemerkenswerte Bauwerke der neuen Hamburger Untergrundbahnlinie 241
Sorger, A., Ministerialrat Dr.-Ing. ehr., Dresden. Wasserwirtschaftliche Planungen im Weißeritzgebiet bei Dresden 1
— Zum Ministerialdirektor ernannt. *V* . . 698
Spetzler, Dipl.-Ing., Essen, und Ingenieur **Gottlieb,** Duisburg. Verlegung eines 130 m langen Stichrohres in den Rhein bei Duisburg 199
Speyer. Preisausschreiben der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft für die neuen Rheinbrücken bei Ludwigshafen-Mannheim, — und Maxau. *V* 120
— Ideenwettbewerb für den Bau einer neuen Rheinbrücke 532
Spundwände. Eiserne Spundbohlen bei Herstellung der Kammerwände für die Schleusen Friedrichsfeld und Hünxe des Kanals Wesel—Datteln 251, 279
— Union-Kanaldiele 325
Stahlbau s. a. Statik — Unfälle.
—, Brückenbau und Ingenieurhochbau der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft im Jahre 1928 . . . . . 4, 42, 68
— Umbau der Weserbrücke bei Wehrden . 37
— Neuere Anwendungsgebiete der elektrischen Schweißverfahren. *V*. . . . 45
— Stahlfachwerkträger. *V* 47
— Internationale Hängebrücke über den Detroit-Fluß 71, 642
— Vom Bau der „Pancevobrücke" über die Donau bei Belgrad. *V* . . . 74, 846
— Ideenwettbewerb für den Bau einer neuen Rheinbrücke bei Ludwigshafen-Mannheim 77, 130, 214
— Auswechslung der Lohebrücke bei Klettendorf im Gleis Breslau—Schweidnitz. *V*. 119
— Brücke über den Kleinen Belt 124, 190, 253
— Straßen- und Kleinbahnbrücke über die Schlei bei Kappeln 150
— Konstruktionen für den Umbau 1927/28 des Opernhauses Berlin, Unter den Linden (III. Das Zuschauerhaus) . . 172
— Entwurf für die neue Straßenbrücke über die Elbe in Aussig 226
— Eisenbahnbrücke aus Siliziumstahl der schweizerischen Bundesbahnen 235, *Z* 545
— Eiserne Spundbohlen bei Herstellung der Kammerwände für die Schleusen Friedrichsfeld und Hünxe des Kanals Wesel—Datteln 251, 279
— Umbau der Zambesi-Brücke. *V* . . . 273
— Bau der Opelbrücke 319
— Union-Kanaldiele 325
— Brückenbauten im Bezirk der Lübeck-Büchener Eisenbahngesellschaft . . 331
— Geschweißte Eisenbahnfachwerkbrücke, Chicopee-Falls, Mass. *V*. 342
— Umbau der „High Bridge" in New York. *V* 351
— Bau der neuen Eisenbahnbrücken über die West- und Ostoder bei Stettin . 367
— Neubau der Wearmouth-Brücke in Sunderland. *V*. 452
— Verstärkung mittels Schweißverfahren bei der Aufstockung eines Gebäudes. *V* 453

Seite

Stahlbau. Kompressorenhaus der Ruhrchemie Aktiengesellschaft in Sterkrade-Holten 484
— Eisenbahn- und Straßenbrücke über den Rio Dulce in Argentinien 501
— Förderwesen in einer Eisenkonstruktionswerkstätte 589
— Turmhaus von 56 Stockwerken in New York. *V* 608
— Anleitung für die Bauüberwachung von Stahlbauwerken auf der Baustelle . 618
— Bau und Transport der Brücke über die Endracht bei Tholen. *V* 648
— Straßenbrücke über den Tyne bei Newcastle. *V* 658
— Die neue viergleisige Eisenbahnbrücke über die Norderelbe in Hamburg 661, 704
— Bahnsteighalle Sao Paulo 665
— Umbau der Havelbrücke in Potsdam 670, 693, 719
— Fördergerüst für den Kalischacht „Niéves", Spanien 674
— Neubau der „Hohen Brücke" über den Elbingfluß in Elbing 675
— Neuer wasserloser Kolbengasbehälter . 681
— Straßenbrücke über den Rhein in Köln-Mülheim 683, 775, 813, 865
— Rheinbrücke Düsseldorf—Neuß 687
— Vom Schweißen im Rohrleitungs- und —. Dauerversuche an eisernen Brücken. (Vorträge Füchsel u. Bernhard auf der Herbsttagung der D. G. f. B.). *V* . . 710
— Versuche an geschweißten Fachwerkstützen. *V* 711
— Erneuerung zweier alter Eisenbahnbrücken in Cambridgeshire. *V* 735
— Bogenbrücke über den „Kill van Kull" bei New York 748
— Umbau der Europa-Brücke in Paris. *V* 750
— Brücken über die Griesenwärder Durchfahrt und über die Alte Süderelbe in Hamburg 769
— Überbauung eines Kesselhauses im Wiener Städtischen Elektrizitätswerke . . . 833
— Umbau der Eldekanalbrücke bei Grabow (Meckl.) 835
— Bau eines Wasserturms in Buffalo, N. Y. *V* 848
— Dalben aus flußstählernen Spundbohlen 849
— Schnellbau einer Klappbrücke in Chicago. *V* 870
Statik s. a. Erddruck.
— Bewertung der Prüfverfahren für ihre Anwendung in Konstruktion und Betrieb. *V* 20
— Über Maßnahmen zur Herabsetzung und Ausschaltung der Schwindspannungen bei Bauwerken aus Beton und Eisenbeton. *Z* 60
— Rautenträger mit Anschluß der Querträger an Hilfspfosten in den Kreuzungspunkten der Streben . . . 117, *Z* 414
— Berechnung zylindrischer Silozellen aus Eisenbeton 298
— Beitrag zur Berechnung der Standsicherheit eines Bauwerkes gegen Grundbruch des Untergrundes nach Krey 327
— Berechnung der Mastfundamente . . . 348
— Entwicklung der Messung dynamischer Wirkungen bei Brücken . . . 421, 448
— Beitrag zur Berechnung der Einflußlinien statisch unbestimmter Systeme . . 520
— Zur genauen Theorie der Hängebrücken 631
— Hängewerke mit aufgehobenem Horizontalzug 743
— Aufzeichnung rasch wechselnder Dehnungen mit Hilfe des Extensographen 840
— Fadenmodelle zur Berechnung versteifter Hängebrücken 844
Stauanlagen s. a. Wehre.
— Wasserwirtschaftliche Planungen im Weißeritzgebiet bei Dresden 1
— Coolidge-Staumauer (Arizona) aus drei nebeneinanderstehenden Gewölbekappen. *V*. 59
— Arbeiten der Reichswasserstraßenverwaltung im Jahre 1928 . 61, 83, 112, 127

Seite

Stauanlagen. Staudamm im Miamus-Fluß bei Cos Cob im Staate Connecticut. *V* 234
— Führung von Zylinderschützen für Schleusen und Stauwerke bei größerem Gefälle. *V*. 262
— Owyheetalsperre. *V*. 352
— Entsandungsanlage am Einlauf des Fort-Laramie-Kanals. *V*. 441
— Hochwasserschutzbecken in den niederschlesischen hochwassergefährlichen linken Nebenflüssen der Oder . . . 447
— Talsperrenbau in Italien. *V* 499
— Pacoima-Staudamm in Kalifornien. *V* . 523
— Beobachtungen und Versuche über Schwimmsanderscheinungen beim Bau einer Talsperre 583
— Ringschieberventil, ein neuer Hochwasserentlaster und Energievernichter für Grundablässe 606
— Maentwrog-Wasserkraftanlage der Nord-Wales - Stromversorgungsgesellschaft. *V* 646
— Bau einer Schleuse nebst Stauanlage im Becken des Illinois-Flusses. *V* . . 660
— Bau einer Staumauer für das Elektrizitätswerk in Waterville. *V* 736
— Talsperre Cignana 745
— Staumauer als Hochwasserschutz im Oberlauf des Albigna. *V* 819
— Ausbildung des Betonkernes bei Staudämmen und seine Berechnung . . . 838
Stecher, E., Stadtoberbaurat, München. Der Bau eines Hauptsammelkanals mit Bahnunterkreuzung in München . . 689
v. Steiger, A., Ingenieur, Bern. Künstliche Verlandung als Anfangsstadium der Flußregulierungen 492
Steinhagen, Dr., Berlin. Nikaragua-Kanal. *V* 710
Sterkrade-Holten. Kompressorenhaus der Ruhrchemie Aktiengesellschaft . . . 484
Stettin. Bau der neuen Eisenbahnbrücken über die West- und Ostoder 367
— Brückenbauten in Beton und Eisenbeton 725
Stollenbau s. a. Tunnelbau — Baugeräte und Baumaschinen
— Herstellung von Entleerungsstollen im Artouste-See. *V*. 439
Straßenbau s. a. Baugeräte und Baumaschinen.
— Wirtschaftlichkeit der Straßenbefestigungen. *Z*. 47
— Wirtschaftliche Linienführung von Kraftverkehrsstraßen 294
— Über die Kraftwirkung zwischen Kraftwagen und Straße 292
— Tagung des Asphalt-Ausschusses der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau. *V* 428
— Umgehungsstraße bei Penig i. Sa. . 455, 494
— in Kolumbien. *V*. 512
— Betonstraßen-Tagung in München. *V* . 538
— Beseitigung von schienengleichen Straßenkreuzungen. *V* 608
— „Überstraße" in England. *V* 636
— amerikanischer, im Jahre 1928 643
— Behandlung von frischem Beton mit einer Bitumen-Emulsion. *V*. 831
Straßentunnel s. Tunnelbau.
Streck, A., Dr.-Ing., Hannover. Die Ausbildung des Betonkernes bei Staudämmen und seine Berechnung . . 838
Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau. Tagung des Asphalt-Ausschusses. *V* 428
— *V* 860
Sturmfels, B., Dipl.-Ing., Hamburg. Die bei der Reinigung des Isebeckkanals in Hamburg verwendeten neuartigen Schwimmwehre 201
Stuttgart. Einsturz der Stadthalle . . . 121
Stützmauern. Ungünstigste Belastung durch Platten verankerter Bollwerke . . . 520
— Rationelle Bauweise von — 708
— Rampen- und Bahnsteigmauern 729
— Einfluß der ungünstigsten Laststellung bei Berechnung der Standsicherheit der Ankerplatten von Bollwerken . . 817

Seite

Sunderland. Neubau der Wearmouth-Brücke. *V* 452
Süssenberger, Dipl.-Ing., Offenburg (Baden). Zur Berechnung der Mastfundamente 348
Tagung für wirtschaftliches Bauen in Wien. *V* 329
Talsperren s. Stauanlagen.
Tangermünde. Wettbewerb für die Elbebrücke bei —. 358
Taylor, G. J., Prof. Dr.-Ing. ehr. *V* . . . 499
Technische Hochschulen. Besuch der deutschen — im Winterhalbjahr 1928/29. *V* 120
— Besuch der deutschen — im Sommerhalbjahr 1929. *V* 698
— Aachen. Reg.-Bmstr. a. D. E. Vögler Dr.-Ing. ehr. *V* 273
— — Prof. H. Reißner, Prof. Levi-Civita, Prof. G. J. Taylor Dr.-Ing. ehr. *V* . 499
— Berlin. Dr. ing. Dr. jur. Randzio a. o. Professor. *V* 32, 60
— — — Lehrauftrag. *V* 870
— — Prof. O. Lienau Dr.-Ing. ehr. *V* . . 538
— Breslau. *V* 635
— Danzig. *V* 196
— — Zur Feier des fünfundzwanzigjährigen Bestehens 467
— — Die Aufgabe der Versuchsanstalt für Wasserbau 482
— — Oberbaudirektor Leo und Stadtbaurat a. D. Fabricius Dr.-Ing. ehr. *V* . 538
— — Reichsbahndirektionspräsident Möller Dr.-Ing. ehr. *V* 698
— Darmstadt. Hauptversammlung der Vereinigung von Freunden der T. H. *V* 428
— — Direktor Becher und Prof. G. Rüth Dr.-Ing. ehr. *V* 607
— Hannover. Direktor H. Tonnemacher Dr.-Ing. ehr. *V* 524
— — A. Scheidt Dr.-Ing. ehr. *V* 818
— Karlsruhe. Prof. Dr.-Ing. ehr. Dr. phil. h. c. Junkers Ehrenbürger der — —. *V* . . 119
— — J. R. Freeman Ehrenbürger. *V* . . 329
— — Ehrung. *V* 466
— — Baudirektor Dr.-Ing. H. Helbing Ehrenbürger. *V* 524
— Stuttgart. Gründung eines Verkehrswissenschaftlichen Instituts für Luftfahrt. *V* 60
— — O. Muy Dr.-Ing. ehr. *V* 119
— — Prof. G. Schulze-Pillot Dr.-Ing. ehr. *V* 538
— — Errichtung einer Anstalt für Schall- und Wärmetechnik. *V* 466
— Tung-chi — in Woosung (China), Jahresbericht 1928. *V* 699
Tholen. Bau und Transport der Brücke über die Endracht bei —. *V* 648
Tils, Reichsbahn-Oberrat Dr.-Ing., Köln. Holz-Dachkonstruktionen im Bereich der Reichsbahndirektion Köln . 211, 230
Todesfälle. Regierungsbaumeister Günthel †. *V* 222
— Geheimrat P. Höpfner †. *V* 274
— Prof. K. Pressel †. *V* 75
— Geheimrat M. Rudeloff †. *V* 521
— Oberbaudirektor Wendemuth †. *V* . . . 698
Toepel, R., Leipzig. Feinrechen der Laufwerke. *V* 711
Tonnemacher, H., Direktor, Dr.-Ing. ehr. *V* 524
Tunnelbau. Arbeiten der Reichswasserstraßenverwaltung im Jahre 1928 84
— Betriebserfahrungen vom Hudson-River-Automobiltunnel (Hollandtunnel) *V* . 464
— Nordamerikanische Unterwassertunnel. *V* 466
— Unterführung der Reichsbahn Magdeburg—Stendal unter dem Mittellandkanal 489, 513, 604
— Dichtung und Entwässerung des Schanztunnels bei Fichtenberg . . . 624, 655
— Neue Vorschläge für Ausbildung und Abdichtung von Decken aus einbetonierten Walzträgern und von Bahnsteigtunneln 740
Ufermauern s. Stützmauern.
Uferschutzbauten s. Flußbau — Hochwasserschutz — Wasserstraßen.

Seite

Umschlaganlagen s. a. Hafenanlagen.
— im Hafen von Buenos Aires. *V* . . . 32
— Kühlanlagen und Getreidespeicher des Hafens von Marseille. *V* 353
— in den bremischen Häfen 362
— Kühlanlagen des Hafens von Le Havre. *V* 463
Unfälle. Einsturz einer von Unberufenen ausgeführten Betondecke (Unfallstatistik Nr. 35 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton). *V* . . . 31
— Einsturz eines Brückengerüstes über die Sieg bei Menden. *V* 31
— Einsturz eines Eisenbetonschornsteins (Unfallstatistik Nr. 36 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton). *V* . . 87
— Bauunglück in Vincennes. *V* 88
— Einsturz der Stuttgarter Stadthalle . . . 121
— Einsturz eines Fabrikanbaues (Unfallstatistik Nr. 37 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton). *V* . . . 329
— Drahtbrüche in den Kabeln der Mount-Hope- und Detroit-Windsor-Hängebrücken. *V* 330
— Bruch des Untertores der südlichen Schleuse Kersdorf des Oder-Spree-Kanals am 10. August 1928 459
— Bruch einer Zwischenwand von den Absetzbecken einer Filteranlage in Baltimore. *V* 524
— Einsturz eines dreistöckigen Gebäudes (Unfallstatistik Nr. 38 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton). *V* . . 709
— Einsturz eines zweistöckigen Anbaues infolge mangelhafter Betonerhärtung bei kühler Witterung (Unfallstatistik Nr. 39 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton). *V* 820
Unfallverhütung. Gefahren in Lichtspielhäusern und Maßnahmen zu ihrer Beseitigung 485
Untergrundbahn. Omoniaplatz—Attiki in Athen 187
— Bemerkenswerte Bauwerke der neuen Hamburger Untergrundbahnlinie . . 241
Venedig. Hafen. *V* 858
Verein deutscher Ingenieure. Berliner Bezirksverein. *V* 17
— Hauptversammlung, Ankündigung. *V* 342, 365
— Verkehrstagung Danzig 1929. *V* . . . 466
Vereinigung der höheren technischen Baupolizeibeamten Deutschlands. *V* 538
Vereinigung der höheren technischen Beamten im Vorbereitungsdienst i. E. 451
Verkehrsanlagen s. a. Bahnhofsanlagen — Straßenbau — Flughäfen.
Vieser, W., Ing., Dr., Wien. Die Talsperre Cignana 745
— Eine Großkraftanlage in Umbrien. *V* . 846
— Die Benguela-Eisenbahn. *V* 860
Vincennes. Bauunglück. *V* 88
Vorschriften, russische, für hölzerne Eisenbahnbrücken 16
— Bewerbungen für die Laufbahn der technischen Reichsbahnobersekretäre. *V* 233
— Erlaß, betr. Verwendung von Zement bei Eisenbetonbauten. *V* 329
— Ministerial-Erlaß, betr. Standfestigkeit für fliegende Bauten, vom 13. Mai 1929. *V.* 428
— Merkblatt für die Verwendung von Hochofenschlacke zu Beton. *V* 442
— Anleitung für die Bauüberwachung von Stahlbauwerken auf der Baustelle . 618
— Anweisung für Mörtel und Beton (A M B) *V* 698
— vorläufige, für die Lieferung von Stahlbauwerken aus Baustahl St 52. *V* . 722
— Vorläufiges Merkblatt für die Oberflächenbehandlung von Straßendecken mit Kaltasphalt. *V* 818
— Berechnung der eisernen Brücken der Privateisenbahnen des allgemeinen Verkehrs. *V* 831
— Richtlinien für die Ausführung ebener Steindecken. *V* 858
Walch, O., Privatdozent, Dr.-Ing., Oberingenieur, Berlin-Siemensstadt. Die Wasserkraftanlage „Dnjeprostroi" mit besonderer Berücksichtigung der Zerkleinerungs- und Mischanlagen . . 417

Seite

Walch, O., Die Bedeutung der Baustelleneinrichtung für die Wirtschaftlichkeit eines Baues und dessen Durchführung 649
Walther, Regierungsbaurat, Dr.-Ing., Karlsruhe. Die Verwendbarkeit der „Topographischen Grundkarte 1 : 5000" für Ingenieurentwürfe 432
Wasserbau-Versuchswesen. Die Erdbauabteilung der Staatlichen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau, Berlin 21
— Strömungsuntersuchung an selbsttätigen Saugüberfällen 275, 335
— Die Aufgabe der Versuchsanstalt für Wasserbau an der Technischen Hochschule Danzig 482
— Geschwindigkeitsverteilung im Strahle über einer Wehrkrone . . . 438, *Z* 711
— Beitrag zur Bestimmung des Abflußbeiwertes bei Regenfällen . . . 507, 529
— Ermittlung der Schwemmstoffführung in natürlichen Gewässern 525, 600
— — Berichtigung. *V* 636
— Neues Berechnungsverfahren für den Abfluß an Wehren aus der Geschwindigkeitsverteilung des Wassers über der Wehrkrone 575
— — Nachtrag. *V* 636
— Beobachtungen und Versuche über Schwimmsanderscheinungen beim Bau einer Talsperre 583
Wasserkraftanlagen s. a. Stauanlagen — Wehre.
— Wasserwirtschaftliche Planungen im Weißeritzgebiet bei Dresden . . . 1
— Wasserkraftwerk Wolchowstroi bei Leningrad. *V* 134
— „Dnjeprostroi" mit besonderer Berücksichtigung der Zerkleinerungs- und Mischanlagen 417
— Herstellung von Entleerungsstollen im Artouste-See. *V* 439
— Wasserkraftnutzung im Gebiete der Freien Stadt Danzig 473
— Maentwrog- — der Nord-Wales-Stromversorgungsgesellschaft. *V* . . . 646
— Feinrechen der Laufwerke. *V* 711
— Großkraftanlage in Umbrien. *V* . . . 846
— Rheinkraftwerk Kembs 855
Wasserstraßen s. a. Kanäle — Flußbau.
— Die Arbeiten der Reichswasserstraßenverwaltung im Jahre 1928 61, 83, 112, 127
— Befeuerung der Seeschiffahrtstraße Stettin—Swinemünde 379
Wasserversorgung s. a. Be- u. Entwässerungsanlagen.
— Neubau eines Sammelbrunnens für das Wasserwerk zu Oldenburg i. O. . . 12
— Ausgleichbehälter für die Wasserversorgung in Cincinnati. *V* 429
— von London. *V* 619
— Kabelbrücke für eine Wasserleitung. *V* 724
Waterville. Bau einer Staumauer für das Elektrizitätswerk. *V* 736
Wedekind s. Hetzell.
Wedler, Regierungsbaumeister, Berlin. Die neue Straßen- und Kleinbahnbrücke über die Schlei bei Kappeln . . . 150
— Die Normen für Straßenbrücken . . . 193
Wehranlagen s. a. Stauanlagen.
— Die bei der Reinigung des Isebeckkanals in Hamburg verwendeten neuartigen Schwimmwehre 201
— Energievernichtung an — 263
— Kombiniertes Brücken- und Zylinderwehr 420
— Wälzwehr mit veränderlichem Stau . . 431
— Geschwindigkeitsverteilung im Strahle über einer Wehrkrone . . . 438, *Z* 711
— Neues Berechnungsverfahren für den Abfluß an Wehren aus der Geschwindigkeitsverteilung des Wassers über der Wehrkrone 575
— — Nachtrag. *V* 636
Wehrden. Umbau der Weserbrücke bei Wehrden 37

Seite

Weise, E., Regierungsbaumeister Dr.-Ing., Berlin. Abramsscher Feinheitsmodul—Fullerkurve—Körnungsfaktor. Beitrag zur kritischen Auswahl der Betonzuschlagstoffe 159
Weltkraft-Teilkonferenz über Wasserkraftnutzung in Barcelona 1929. *V* . . 196
Wendemuth, Oberbaudirektor, im Ruhestand. *V* 499
— †. *V* 698
Wesermünde. Fischversteigerungshalle X. *V* 209
Westermann, Regierungsbaumeister, Berlin. Die Befeuerung der Seeschiffahrtstraße Stettin—Swinemünde 379
Wettbewerb. Freihafen Barcelona. *V* . . 76
— Straßenbrücke über die Elbe in Meißen. *V* 76
— für den Bau einer neuen Rheinbrücke bei Ludwigshafen—Mannheim . 77, 130, 214
— Preisausschreiben der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft für die neuen Rheinbrücken bei Ludwigshafen—Mannheim, Speyer und Maxau. *V* . 120, 222
— Brücke über den Kleinen Belt 124
— Preisaufgabe der Akademie des Bauwesens in Berlin aus dem Gebiete des Eisenbetonbaues. *V* 249
— für die Elbebrücke bei Tangermünde . 358

Seite

Wettbewerb für den Bau einer neuen Rheinbrücke bei Speyer 532
— für eine Straßen-Hochbrücke über die Ammer bei Echelsbach (Bayern). . *V* 451
— für den Bau einer neuen Rheinbrücke bei Maxau 597, 627
— internationaler — für den Bau eines Freihafens in Barcelona 629
Wien. Überbauung eines Kesselhauses im Wiener Städtischen Elektrizitätswerke 833
Wiesmann, E., Dr. sc. techn., Ingenieur, Zürich. Die Wiederherstellung des rechtseitigen Rheindammes bei Schaan (Liechtenstein) 265, 282
Winkel, R., Prof. Dr.-Ing., Danzig. Die Wasserkraftnutzung im Gebiete der Freien Stadt Danzig 473
— Die Geschwindigkeitsverteilung im Strahle über einer Wehrkrone . . . 438, *Z* 711
— Die Aufgabe der Versuchsanstalt für Wasserbau an der Technischen Hochschule Danzig 482
Zentralverein für Deutsche Binnenschifffahrt. Tagung zur Feier des 60jährigen Bestehens. *V* 521
— Vortrag Zander: Der gegenwärtige Stand der Bauarbeiten a. Mittellandkanal. *V* 698
Zippel, H., Dipl.-Ing., Hamburg. Beobachtungen und Versuche über Schwimmsanderscheinungen beim Bau einer Talsperre 583

Seite

Zuschriften an die Schriftleitung. Herzka, Wien — Schaechterle, Stuttgart: Über Maßnahmen zur Herabsetzung und Ausschaltung der Schwindspannungen bei Bauwerken aus Beton und Eisenbeton 60
— Jöhrens, Höchst a. M. — Marx, Köln-Lindenthal: Die Wirtschaftlichkeit der Straßenbefestigungen 47
— R. Bernhard, Berlin — Krabbe, Essen: Der Rautenträger mit Anschluß der Querträger an Hilfspfosten 414
— Bohny, Sterkrade — Bühler, Bern — Schaper, Berlin: Die erste Eisenbahnbrücke in Siliziumstahl in der Schweiz, die Aarebrücke bei Brügg 545
— Marzahn, Berlin — Müllenhoff, Aachen: Versuche an Armco-Eisen 699
— Kranz, Stuttgart — Baumann, Stuttgart: Gründung der Donaubrücke in Zwiefaltendorf (Württ.) und zur Baugrunduntersuchung 711
— Ludin, Berlin — Winkel, Danzig: Die Geschwindigkeitsverteilung im Strahle über einer Wehrkrone 711
— Proetel, Aachen — Rothmund, Stuttgart: Schleusen ohne Wasserverbrauch . . 870
Zwach, Regierungsbaurat, Stendal. Der Wettbewerb für die Elbebrücke bei Tangermünde 358
Zwiefaltendorf (Württ.). Donaubrücke 443, *Z* 711

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau. — Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

7. Jahrgang | BERLIN, 4. Januar 1929 | Heft 1

Alle Rechte vorbehalten.

Wasserwirtschaftliche Planungen im Weißeritzgebiet bei Dresden.

Von Ministerialrat Dr.-Ing. ehr. **Sorger,** Dresden.

Eine geordnete Wasserwirtschaft ist eine der wichtigsten Bedingungen für das Leben und Gedeihen eines Landes. Es muß daher — in der Jetztzeit mehr denn je — den wasserwirtschaftlichen Belangen eines Landes, vor allem wenn es industriell und kulturell hoch entwickelt ist, auch vom Staate eine besondere Fürsorge zuteil werden. Die Regierung des Freistaates Sachsen hat in durchaus verständnisvoller Zusammenarbeit mit dem Landtage dieser bedeutsamen, für das Land lebenswichtigen Aufgabe in den letzten Jahren tatkräftige Förderung zuteil werden lassen. Schon vor dem Kriege sind von der Sächsischen Wasserbaudirektion die einzelnen Flußgebiete des Landes auf ihre wasserwirtschaftliche Nutzung und Ausbaumöglichkeit eingehend untersucht worden. Den Anstoß hierzu gaben die großen Schwankungen der Wasserführung, die den meisten der sächsischen Flußläufe eigen sind und die in der orographischen Struktur, im geologischen Aufbau und in der Bodenbewirtschaftung des Landes in der Hauptsache ihre Begründung finden. Auf lang andauernde Perioden von Niederwasserführung folgen oft binnen kurzem Hochwässer größten Ausmaßes. Die starke Entwicklung der Industrie stellt dabei — vor allem in den Flußtälern — immer mehr steigende Ansprüche an die Nutzungsmöglichkeit des Wassers. Dieser industrielle Ausbau bedingte aber weiterhin eine ständig wachsende Besiedelung der Täler, die einerseits den Wasservorrat der Grundwasserschätze für die Trink- und Nutzwasserversorgung in immer größerem Umfang in Anspruch nehmen muß und die anderseits den Flußlauf zur Einleitung der Abwässer als Vorfluter benötigt. Auch gegen die verheerenden Hochfluten müssen die dicht besiedelten Täler geschützt werden. Es sind also bei Aufstellung der Wasserbewirtschaftungs- und Regelungspläne der Flußläufe vielseitige Aufgaben der Wasserwirtschaft und des Wasserbaues sowohl im Interesse des Gedeihens der Wirtschaft als auch der Landeskultur zu lösen. In nachstehendem soll der wasserbautechnische Ausbau der Weißeritzflüsse betrachtet werden, die zum Teil — besonders im Unterlauf im Gebiete Groß-Dresden — einen dicht besiedelten, industriereichen Landesteil Sachsens durchlaufen. Dieser Ausbau ist zum Teil schon fertiggestellt, zum Teil in der Ausführung begriffen. Zunächst einige Angaben über die orographische und geologische Struktur des Gebietes.

Die Weißeritz, ein Nebenfluß der Elbe, wird aus der Roten und der Wilden Weißeritz gebildet, die auf dem Kamm des Erzgebirges entspringen und sich bei Hainsberg vereinigen. Die Vereinigte Weißeritz mündet unterhalb Dresden in die Elbe.

Der Lauf der Weißeritz ist im allgemeinen von Süd nach Nord gerichtet, entsprechend dem nach Norden abgedachten Gebirge. Das obere Gebiet der Weißeritz liegt auf dem nördlichen Abhange des Erzgebirges, dessen höchste Erhebungen im Gebiete der Roten Weißeritz der Kahleberg mit 904 m über NN und im Gebiete der Wilden Weißeritz der Bornhauberg mit 908 m über NN bilden.

Der Nordabhang des Gebirges stellt sich als eine vorwiegend mit Wald, aber auch mit Feld und Wiese bedeckte, hügelige, nach Norden geneigte Fläche dar. Die tief eingeschnittenen, nordwestliche Richtung aufweisenden Täler der Roten Weißeritz, des Pöbelbaches und der Wilden Weißeritz zerlegen das Gelände in langgestreckte, bald weitere, bald schmälere Bergrücken.

Der mittlere Teil des Weißeritzgebietes zeigt ebenfalls eine plateauartige Gestaltung, während im unteren Teile die außerordentlich gewundenen Täler der Roten und der Wilden Weißeritz in fast senkrechte, felsige Abstürze übergehen.

Der unterste Teil, das Gebiet der Vereinigten Weißeritz, weist zunächst steil abgeböschte Bergformen auf; nordöstlich von Freital zieht sich das Tal zu einer steilwandigen, engen, mehrfach gewundenen Schlucht, dem Plauenschen Grunde, zusammen. Diese Talenge öffnet sich von Dresden-Plauen ab zu einer weiten, sich mit dem Elbtale verschmelzenden Aue.

Im Gebiete der Roten Weißeritz erstreckt sich das Granitmassiv von der Quelle bis nach Kipsdorf, während zwischen Kipsdorf und Schmiedeberg der Teplitzer Quarzporphyr deckenförmig sich ausbreitet.

Gneis in verschiedenen Varietäten bildet ferner den Untergrund des Tales der Roten Weißeritz von Schmiedeberg abwärts bis Coßmannsdorf. Kurz vor seiner Vereinigung mit der Wilden Weißeritz durchschneidet der Fluß die steilaufgerichteten Gneisschichten und schafft hierdurch den durch seine Naturschönheit und durch die Steilheit seiner Enge bekannten Rabenauer Grund. Die Vereinigte Weißeritz fließt von Hainsberg ab bis Freital innerhalb des Rotliegenden mit den bekannten Konglomeraten und Breccientuffen des Backofenfelsens und des Windberges. Nordöstlich von

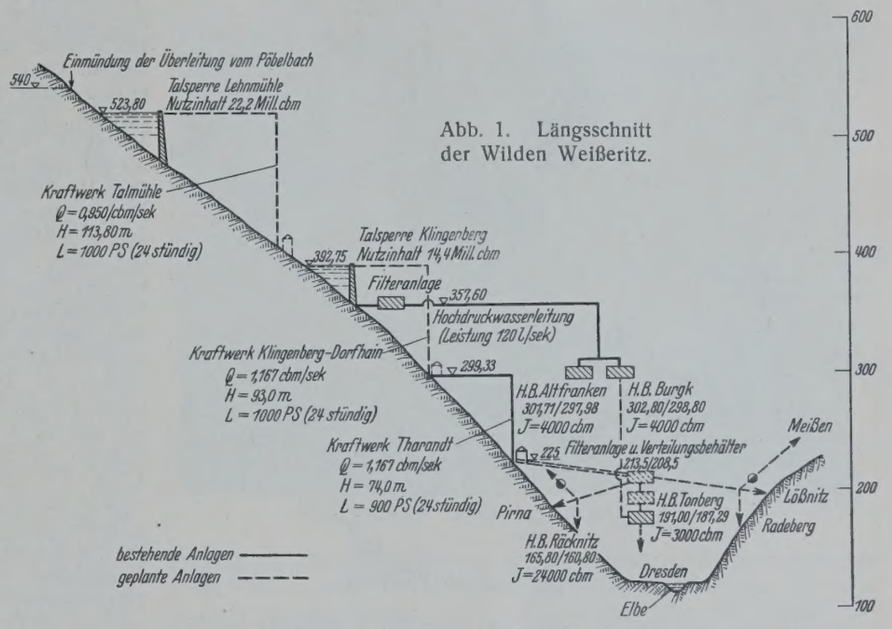


Abb. 1. Längsschnitt der Wilden Weißeritz.

Freital verengt sich das Tal, und die Weißeritz durchschneidet schluchtartig den Syenitkeil des Meißner Syenitmassives, um alsdann in die Elbtalaue auszumünden.

Der Abfluß des Wassers der Weißeritzen ist seit dem Jahre 1882 an sieben im Gebiete verteilten Meßstellen beobachtet worden. Es lag also bei Aufstellung der Planungen die Größe der Wasserführung der Weißeritzen fest. Diese Messungen ergaben u. a., daß die Wasserführung der Vereinigten Weißeritz in Dresden-Plauen, also dicht oberhalb der Einmündung in die Elbe, bei einem Niederschlagsgebiet von 363 km² im Sommer der Jahre 1892 und 1911 auf 100 l/sek herabsank, und daß während der Hochflut des Jahres 1897 insgesamt rd. 300 m³/sek an der gleichen Meßstelle zum Abfluß kamen. Nach einem Plane der Sächsischen Wasserbaudirektion aus dem Jahre 1906 sollten diese Schwankungen des Abflusses durch Anlage von sieben Talsperrenanlagen mit einem Gesamtspeicherraum von rd. 31 Mill. m³ ausgeglichen werden, wobei das geregelte Mindestwasser in der Vereinigten Weißeritz 2 m³/sek betragen würde. Von diesen sieben Talsperren waren im Gebiete der Roten Weißeritz vier Talsperren mit einem Gesamtspeicherraum von 10,5 Mill. m³ und im Gebiete der Wilden Weißeritz drei Sperren mit einem Gesamtspeicherraum von 20,5 Mill. m³ geplant. Neben diesem Ausgleich der Wasserschwankungen sollte insbesondere die Talsperre bei Klingenberg Trinkwasser bis zum Ausmaße von 120 l/sek für die Ortschaften an der Vereinigten Weißeritz abgeben können.

Vor dem Kriege, in den Jahren 1909 bis 1913, wurde zunächst der Bau der beiden größten Sperren des Talsperrensystems, die bei Malter im Tale der Roten Weißeritz und bei Klingenberg im Tale der Wilden Weißeritz durchgeführt. Diese Talsperren wurden durch Organe des Staates mit wesentlicher finanzieller Unterstützung des Staates für eine öffentliche Wassergenossenschaft, die Weißeritztalsperrengenossenschaft, gebaut und nach ihrer Fertigstellung unter Aufsicht des Staates von dieser Genossenschaft auch betrieben.

Die Talsperre bei Klingenberg hat einen Fassungsraum von 16,4 Mill. m³ und die bei Malter einen solchen von 8,8 Mill. m³. Das Niederschlagsgebiet der Wilden Weißeritz beträgt bis zur Sperrstelle in Klingenberg

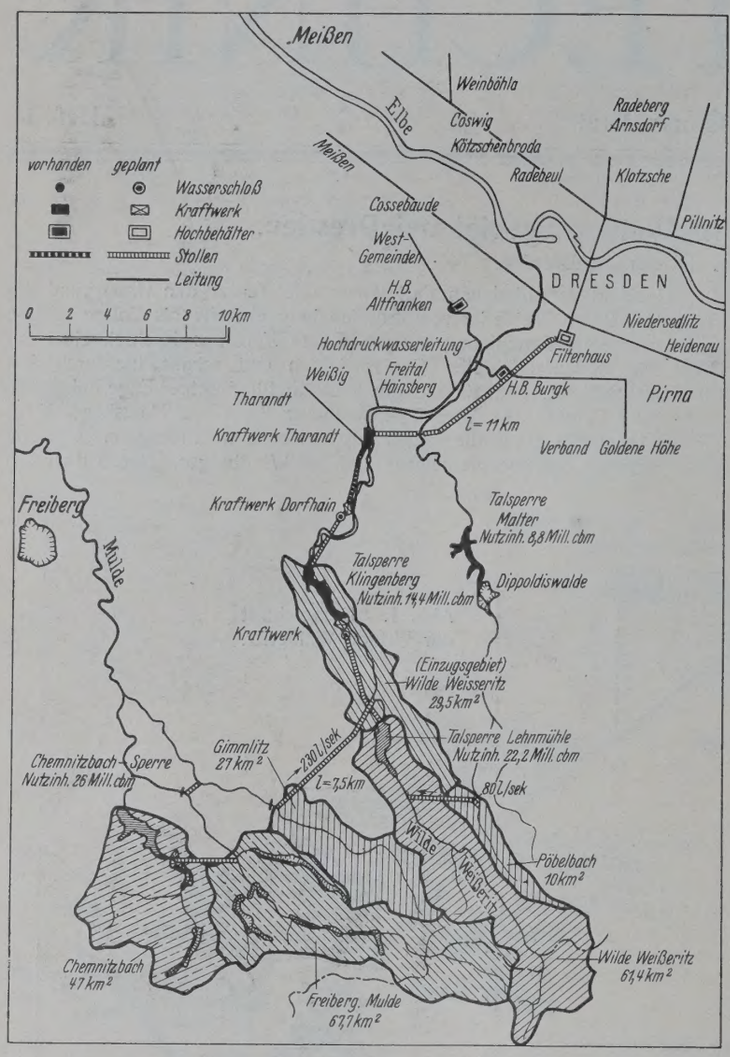


Abb. 2. Einzugsgebiete der Flußläufe.

91 km², hiervon sind 50% bewaldet; das der Roten Weißeritz hat bis Malter eine Größe von 104 km², der Waldbestand nimmt hier 53% des Gebietes ein. Die Talsperre bei Malter hat im Verhältnis zur Größe ihres Niederschlaggebietes und mithin für die völlige Beherrschung der Zuflüsse zur Sperre einen zu geringen Stauraum; eine Vergrößerung des Stauraums verboten aber die örtlichen Verhältnisse.

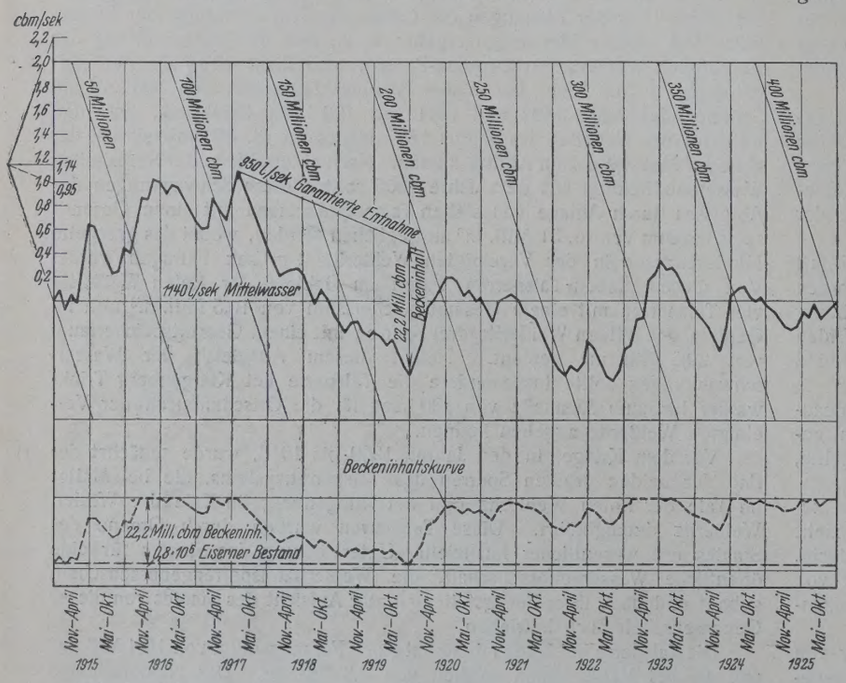


Abb. 3. Wasserwirtschaftsplan der Talsperre Lehnmühle (1915 bis 1925).

Die Talsperren bei Klingenberg und Malter sind so zu betreiben, daß die Mindestabflußmengen ab Sperrstelle Malter 700 l/sek und ab Sperrstelle Klingenberg 940 l/sek betragen. Die Herabsetzung dieser Mindestabflußmenge ist nur ausnahmsweise zu Zeiten außergewöhnlicher Trockenperioden und auch dann nur an Sonn- und Feiertagen zulässig. Unter allen Umständen muß aber in der Klingenberger Talsperre so viel Wasser zurückgehalten werden, daß die vertragsmäßige Abgabe von Trinkwasser gewährleistet ist. Beide Talsperren haben seit ihrer Fertigstellung im Jahre 1913 alle Forderungen erfüllt, die sie betrieblich zu leisten hatten.

In der Nachkriegszeit, als der weitere wasserbautechnische Ausbau der Weißeritzen durchgeführt werden sollte, wurden die früheren Pläne der Sächsischen Wasserbaudirektion über die wasserwirtschaftliche Ausnutzung dieses Flußgebietes einer erneuten Prüfung unterzogen. In diese Prüfung mußte deswegen eingetreten werden, weil neue Gesichtspunkte für die erhöhte Ausnutzung des Weißeritzwassers zu Trinkwasserzwecken hervortraten.

Im Weißeritzgebiet und in der Elbaue ist die Trink- und Nutzwasserversorgung des Landesteiles „Groß-Dresden“ fast ausschließlich auf Grundwasserfassungen abgestellt. Diese Fassungen sind zurzeit schon bis zur Grenze ihrer Ergiebigkeit in Anspruch genommen, so daß die zwingende Notwendigkeit vorlag, dafür zu sorgen, daß der infolge zunehmender Bevölkerung und wachsender Industrie steigende Wasserbedarf befriedigt werden kann. Der Wasserbedarf des Landesteiles „Groß-Dresden“ hat in den letzten vier Jahren die außerordentliche Steigerung von rd. 62 % erfahren, im Durchschnitt also mehr als 15 % im Jahre. Der relative Verbrauch für Kopf und Tag betrug im Jahre 1923 im Jahresmittel 100 l für den Kopf und Tag, im Jahre 1927 ist er bereits auf 140 l angestiegen. Dieser erhöhte Wasserbedarf ist in erster Linie auf die Hebung der Volkshygiene zurückzuführen, der durch den Einbau von Bädern auch in kleineren Wohnungen, sowie durch den Anschluß der bisher noch außenstehenden Grundstücke an die Schwemmkanalisation zum Ausdruck kommt. Einen wesentlichen Anteil an dem verstärkten Verbrauch von Fabrikationswasser hat auch die Industrie dieses Landesteiles genommen. Eine weitere Steigerung des Wasserverbrauches muß erfahrungsgemäß angenommen werden, er wird sich voraussichtlich bis zum Jahre 1950 verdoppeln. Daraus ergibt sich eine Steigerung des Jahresbedarfs des insgesamt rd. 1 Mill. Einwohner zählenden Landesteiles „Groß-Dresden“ von zurzeit rd. 46 Mill. m³ Wasser auf rd. 90 Mill. m³. Das Stadtgebiet Dresden hat hiervon allein einen Bedarf von zurzeit 32 Mill. m³ im Jahre. Für alle verantwortlichen Stellen erwuchs die Pflicht, grundlegend alle Möglichkeiten zu untersuchen, wie künftig ausreichende Trinkwassermengen für das Gebiet „Groß-Dresden“ beschafft werden können. Die Untersuchungen haben sich erstreckt auf die weitere Erschließung von Grundwasser, auf Wasser aus offenen Bachläufen, auf Quellwasser und auf Talsperrenwasser. Bei der Auswahl der zu untersuchenden Gebiete hinsichtlich der Gewinnung von Oberflächenwasser war man durch die Voraussetzung gebunden, daß nur ein in jeder Beziehung erstklassiges Wasser Verwendung finden darf. Hiernach konnten nur Gebiete in Frage kommen, die möglichst frei von jeder menschlichen Siedlung und, wenn irgend möglich, durch Wald geschützt sind. Von diesen Gesichtspunkten ausgehend, wurden einmal das Seengebiet der Moritzburger Teiche, das Elbsandsteingebiet, ferner rechtselbisch das Polenzgebiet, weiterhin linkselbisch das Müglitz-, Gottleuba- und Seidewitzgebiet und endlich das Weißeritz-Muldengebiet eingehend untersucht.

Das Ergebnis dieser Arbeiten ist dahin zusammenzufassen, daß in technischer, wirtschaftlicher und hygienischer Beziehung das Weißeritzgebiet das bei weitem günstigste ist. Das Einzugsgebiet liegt in einem fast geschlossenen Waldgebiet mit sehr geringer Besiedlung. Vom Kamme des Erzgebirges abfallend ziehen sich Staatsforsten von mehr als 60 km² zu beiden Seiten der Wilden Weißeritz nach Norden hin, die abseits von jedem größeren Verkehr liegen. Die wasserwirtschaftlichen Untersuchungen — fußend auf Beobachtungen des Wasserabflusses von 1915 bis 1925 (Abb. 3) — ergaben die Möglichkeit, daß durch Errichtung einer weiteren Talsperre oberhalb der Klingenberger Sperre — der Talsperre an der Lehnmühle — mit einem Fassungsraum von rd. 22 Mill. m³ rd. 1360 l/sek aus dem Gebiete der Wilden Weißeritz von diesen beiden Talsperren zusammen abgegeben werden können, das sind rd. 43 Mill. m³ Wasser jährlich. Bemerkt sei, daß der mittlere Zufluß zur Talsperre Lehnmühle bei einem Niederschlagsgebiet von 61 km² rd. 1140 l/sek und zur Klingenberger Talsperre unter Berücksichtigung der künftigen Wasserabgabe aus der Talsperre Lehnmühle bei dem zwischen der Lehnmühlen- und der Klingenberger Talsperre gelegenen Niederschlagsgebiet von 29,5 km² rd. 470 l/sek beträgt. Von der Talsperre Klingenberg werden bereits jetzt — wie oben angeführt — in einer Hochdruckwasserleitung 120 l Wasser in der Sekunde den Städten des Weißeritzgebietes und über die Hochbehälter dieser Leitung in Altfranken und Großburgk auch der Stadt Dresden zugeführt (Abb. 1 u. 2). Es wird

also dann eine weitere Wassermenge von rd. 1200 l/sek — nach Abzug von 40 l/sek für das Wildbett — für die Wasserversorgung dieses Landesteiles zur Verfügung gestellt werden können. Dieses Untersuchungsergebnis führte dazu, die bisherige Wasserwirtschaft des Weißeritzgebietes zum Teil in andere Bahnen zu lenken. Es wurde nicht mehr für richtig gehalten, das geregelte Weißeritzwasser vornehmlich dem Wildbett zuzuführen, sondern es wird nunmehr das Wasser von der Lehnmühle- und der Klingenberger Talsperre ab als Trinkwasser dem Landesteil „Groß-Dresden" zuzuführen sein. Dabei soll die schon jetzt von der Klingenberger Talsperre bis nach Freital führende Hochdruckwasserleitung mit einem Abführungsvermögen von 120 l/sek weiter bestehen bleiben. Die neue erhöhte Wasserableitung als Trink- und Nutzwasser bedingt natürlich zum Teil tiefe Eingriffe sowohl in bestehende Wassernutzungsrechte, als auch in die Fähigkeit des Weißeritzflusses, als Vorfluter für die Einleitung von städtischen und Fabrikationsabwässern zu dienen. — Es müssen aber alle diese großen Schwierigkeiten überwunden werden, die vor allem in der Ablösung der Wassernutzungsrechte der Triebwerkbesitzer und in der Regelung der Vorflutverhältnisse der Städte und Gemeinden des Plauenschen Grundes bestehen. Die bisherigen Verhandlungen hierüber berechtigen zu der Hoffnung, daß die Schwierigkeiten gemeistert werden. Denn die Nutzung des Weißeritzwassers wird so veredelt; es wird wirtschaftlich notwendigeren Zwecken dienstbar gemacht.

Die technische Durchbildung dieses weiteren Ausbaues ist in dem Lageplan (Abb. 2) und in dem Längsschnitt (Abb. 1) der Anlagen näher angegeben. — Von der Talsperre Lehnmühle wird das Trinkwasser in einer geschlossenen Rohrleitung von rd. 5 km Länge und 1,5 m Durchm. zunächst zur Klingenberger Talsperre geführt. Am Ende dieser Leitung — also am Einlauf zur Klingenberger Talsperre — soll ein Kraftwerk errichtet werden, um die Energie des Wassers für Kraftzwecke nutzbar zu machen. Dabei ist es möglich, die Abgabe des Wassers aus der Lehnmühlen-Talsperre auf die für Kraftzwecke besonders wertvollen Stunden der Spitzenleistung zu beschränken, da die Talsperre Klingenberg, aus der das Trinkwasser dann weiter geleitet werden soll, gleichzeitig als Ausgleichsperre dienen kann. — Das bis zum Auslauf der Klingenberger Talsperre zur Verfügung stehende Roh-Gefälle beträgt rd. 114 m, so daß bei einer Wassermenge von rd. 3 m³, die während acht Stunden verfügbar ist, rd. 3000 PS im Kraftwerk als wertvoller Tagesstrom abgegeben werden können. In der Klingenberger Talsperre wird das Trinkwasser zunächst nochmals aufgespeichert und dann in einer Hochdruckleitung zum Kraftwerk Dorfhain geleitet. Bei einem Roh-Gefälle von 93 m und einer Wassermenge von 1,12 m³/sek, die während 24 Stunden gleichmäßig zur Verfügung steht, werden in diesem Werk rd. 1000 PS geleistet. Der Untergraben des Kraftwerks Dorfhain mündet in den Wehrteich des Kraftwerkes Tharandt, der dritten Kraftstufe. Dieses Werk ist in den Jahren 1924 bis 1926 von den Kraftwerken Freital A.-G. gebaut worden (s. Abb. 6). Bei einer Wassermenge von 1,20 m³/sek und einer Gefällhöhe von 74 m beträgt hier die während 8 Stunden verfügbare Leistung 2700 PS. — Diese drei Kraftstufen erzeugen also insgesamt jährlich rd. 19 Mill. kWh, von denen 6,4 + 5,8 = 12,2 Mill. kWh hochwertiger Tagesstrom sind.

Gegen die Benutzung des Trinkwassers zu Kraftzwecken bestehen keine Bedenken, nachdem sich anderwärts, vor allem in der Trinkwasserversorgung der Stadt Wien, Anlagen solcher Art durchaus bewährt haben.

Das nach Ausnutzung der Kraft bis nach Tharandt geleitete Wasser wird von Tharandt durch einen Freispiegelstollen nach einer Filter- und Wasseraufbereitungsanlage und einem Hochbehälter geleitet, die südlich Dresden auf dem sogenannten Thonberg der Räcknitzer Höhen liegen. Die Höhenlage dieser Werke — der Oberwasserspiegel im Hochbehälter liegt auf 208,50 m ü. NN — sichert eine Talsperren-Wasserversorgung mit ausreichendem Drucke fast für das gesamte Stadtgebiet Dresden. Die wenigen höher gelegenen Stadtteile werden dann aus der bereits bestehenden Hochdruckwasserleitung der Klingenberger Talsperre durch die Hochbehälter Großburgk und Altfranken mit genügend Wasser versorgt werden. — Das Wasser muß von der Klingenberger Talsperre fast gleichmäßig den Wasserkraftwerken zugeleitet werden, um den Wirkungsgrad der Werke nicht zu sehr zu verringern. Falls daher die Hochbehälter zur Deckung des Bedarfs der Stadt Dresden nicht ausreichen sollten, werden die in der Elbaue liegenden Grundwasser-Pumpwerke in Tätigkeit treten. Diesen Grundwasserwerken ist also zunächst die veränderliche Spitzendeckung zuzuweisen, auch müssen sie — entsprechend der weiteren Steigerung des Bedarfs — zur Deckung der Grundbelastung dienen.

Nach Fertigstellung der Anlagen wird — im ganzen betrachtet — die Trink- und Nutzwasserversorgung des

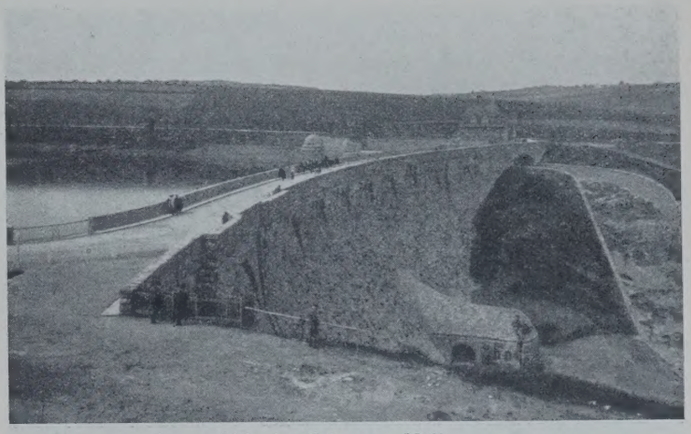


Abb. 4. Talsperre Malter.

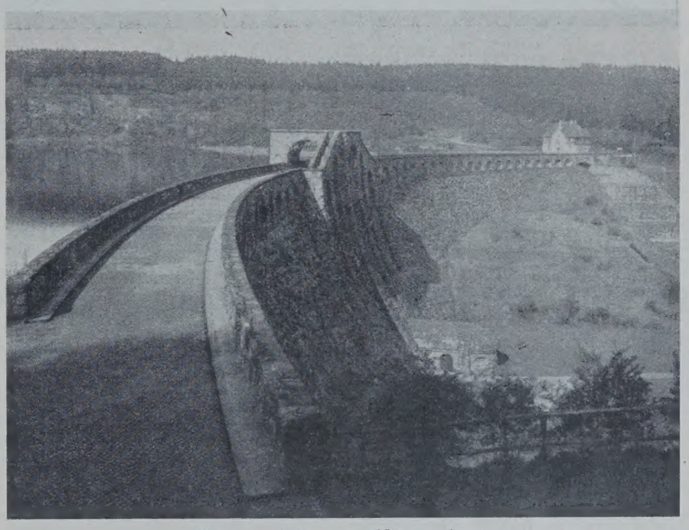


Abb. 5. Talsperre Klingenberg.

Landesteiles „Groß-Dresden", die zurzeit 46 Mill. m³ Wasser jährlich benötigt, wovon nur rd. 3,5 Mill. m³ aus der Klingenberger Talsperre geliefert werden können, sich so gestalten, daß die Städte und Gemeinden des Plauenschen Grundes ihren Wasserbedarf aus Talsperrenwasser und Wasser aus Grundwasserwerken decken, während die Stadt Dresden zunächst ihren gesamten Grundbedarf aus den Talsperren bezieht, zur Spitzendeckung und bei weiteren Bedarfssteigerungen ihre bisherigen Grundwasserpumpwerke einsetzt. — Diese Wasserversorgung setzt natürlich den Zusammenschluß der Städte und

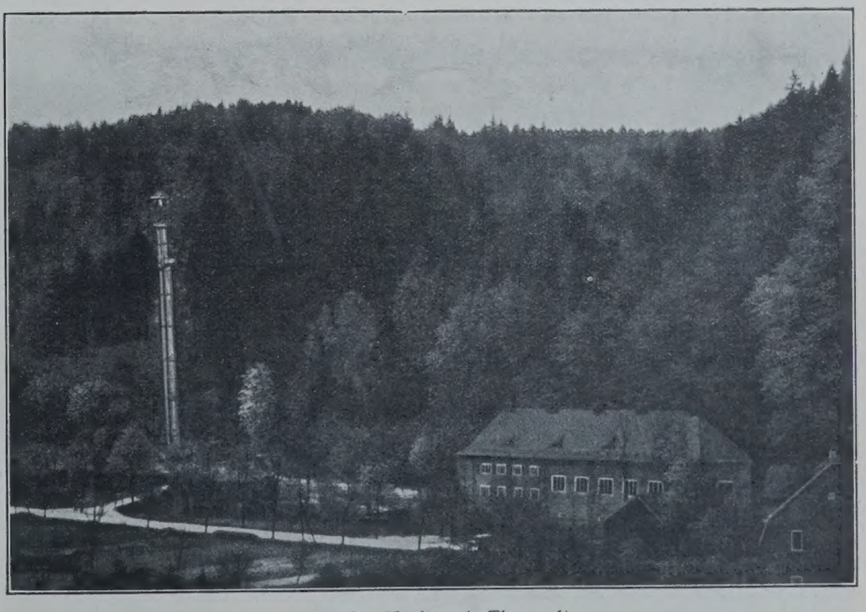


Abb. 6. Kraftwerk Tharandt.

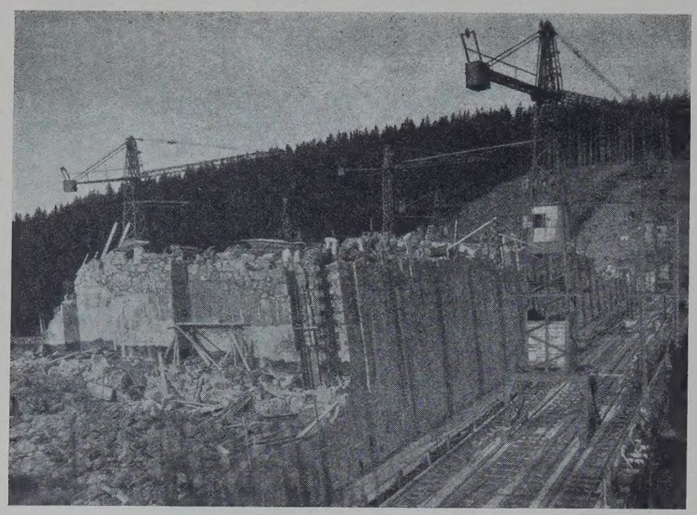


Abb. 7. Talsperre Lehnmühle im Bau.

Gemeinden dieses Landesteiles zu einem Wasserversorgungsverbande voraus. Die Gründung des Verbandes steht unmittelbar bevor, so daß dann neben den technischen Plänen auch die verwaltungstechnische Grundlage für das Bestehen der großen zentralen Wasserversorgung geschaffen sein wird. — Der Sächsische Staat selbst steht im Begriff, die beiden Talsperren bei Malter und Klingenberg von der jetzigen Besitzerin der Sperren, der Weißeritz-Talsperren-Genossenschaft, zu erwerben. Auch den Bau der Lehnmühlen-Talsperre führt der Staat selbst durch. Der Erwerb dieser Sperren und der Bau der Lehnmühlen-Talsperre durch den Staat geschah aus der Erwägung, daß die Talsperren neben der Trinkwasserversorgung so vielseitige wasserwirtschaftliche Aufgaben im allgemeinen Landeskulturinteresse zu erfüllen haben, daß insbesondere für den Betrieb der Sperren nur ein Träger — der Staat — in Frage kommen kann, der von höherer Warte aus die mannigfaltigen, oft gegensätzlichen Interessen der Nutznießer des Wassers gegeneinander abzuwägen und auszugleichen vermag. Denn die Regelung der Wasserwirtschaft eines großen Landesteils, die einheitlich zu gestalten und letzten Endes unter dem Gesichtspunkte des öffentlichen Wohles zu führen ist, muß — wenigstens in Sachsen — Staatsaufgabe sein. Der Staat liefert dann das Wasser ab Sperre dem Versorgungsverbande, der die Leitungen unterhält, das Wasser selbst aufbereitet, kurz den Betrieb der eigentlichen Wasserversorgung führt. — Diese Teilung der Aufgaben zwischen Staat und Gemeinden hat sich im Westen Sachsens bereits sehr gut bewährt. Dort gibt der Staat aus der von ihm selbst erbauten Muldenberger Talsperre einem Wasserversorgungsverbande das Wasser, während die Aufgaben der Wasseraufbereitung und Verteilung von dem Verbande besorgt werden.

Die Planungen für die Wasserversorgung des Landesteiles „Groß-Dresden“ können dann eine Erweiterung erfahren, wenn im Verlauf der Jahre infolge erhöhten Bedarfes die Versorgungsanlagen nochmals weiter ergänzt werden müssen. Es besteht dann die Möglichkeit, aus den benachbarten waldreichen und wenig bebauten Gebieten der Gimmlitz und des Pöbelbaches Wasser in das Gebiet der Wilden Weißeritz überzuleiten. In dem Lageplan (Abb. 2) ist diese Überleitung eingetragen. Dadurch würde — unter weiterer Erhöhung der Speicherräume im Tale der Wilden Weißeritz — die Trink- und Nutzwasserabgabe noch um rd. 320 l/sek gesteigert werden können. Die Überleitung von Wasser aus dem 27 km² großen Niederschlagsgebiete der Gimmlitz in das Weißeritzgebiet setzt allerdings die Speicherung der Wässer der Mulde und des Chemnitzbaches in einer Talsperre im Chemnitzbach voraus, damit die Rechte der Nutznießer am Wasser in diesem Flußgebiete nicht beeinträchtigt werden. Aus dem Pöbelbachgebiet würde nur das Wasser des Pöbelbaches von einer gewissen Höhe der Wasserführung ab zugeleitet werden, dadurch werden die Unterlieger am Flußlauf in ihren Wassernutzungen nicht geschädigt.

Zusammenfassend ist also über die künftige Wasserwirtschaft des Weißeritzgebietes nach Fertigstellung der Anlagen folgendes zu sagen: Die Talsperren bei Malter, Klingenberg und Lehnmühle dienen erstens dem Hochwasserschutz der Weißeritztäler, zweitens dient die Talsperre Malter durch eine Abgabe von 700 l/sek der Erhöhung der Niederwässer in der Roten Weißeritz, der Abgabe von Fabrikationswasser an die Fabriken der Roten und Vereinigten Weißeritz, und drittens dienen die Talsperren bei Klingenberg und Lehnmühle durch eine ständige Abgabe von 1360 l/sek der Trink- und Nutzwasserversorgung des Landesteils „Groß-Dresden“; daneben wird dieses Trinkwasser auf seinem Lauf in die Versorgungsgebiete noch für Kraftzwecke ausgenutzt. Die drei Talsperren haben also mehrere bedeutsame wasserwirtschaftliche Aufgaben zu erfüllen.

Durch den Bau der Werke, die im Sommer 1930 fertiggestellt sein werden, wird die Wirtschaft und die Landeskultur dieses Gebietes eine außerordentlich wertvolle Bereicherung erfahren. Die Anlagen werden — dank der fast vollständigen Erfassung und zweckentsprechenden Verteilung der Wasserschätze — die Bewohner und Industrien dieses Landesteiles für absehbare Zeit der bisherigen Sorge ums Wasser entheben. Hoffentlich erlaubt es später die finanzielle Lage des Staates, daß zur völligen Beherrschung der Wasserschätze der Roten Weißeritz auch im Oberlauf dieses Flußgebietes weitere Speicherräume als Ergänzung der Talsperre bei Malter geschaffen werden können. Dann wäre das gesamte Weißeritzgebiet wasserwirtschaftlich restlos beherrscht.

Zum Schluß noch einige Angaben über die technische Durchführung des Baues der staatlichen Talsperre an der Lehnmühle, der seit Herbst 1926 im Gange ist (Abb. 7). Die Mauer wird als Schwergewichtmauer in Bruchsteinmauerwerk in Zementtraßkalkmörtel im Mischungsverhältnis 0,6 Rt. Zement, 1,9 Rt. Traß, 0,75 Rt. Kalk und 5 Rt. Sand (durch Quetschen des Steinmaterials gewonnen) hergestellt. Die größte Höhe der Mauer über der Gründungssohle beträgt 50 m. Die Mauer besitzt an der Krone eine Länge von 550 m, die Stärke der Mauer in der Gründungssohle ist 37,5 m, an der Krone 5,8 m. Die Mauer enthält etwa 165 000 m³ Bruchsteinmauerwerk. Im Grundriß verläuft die Mauer, die 3 m in den gesunden Biotitgneis eingebunden wird, geradlinig. Durch Anordnung von neun Dehnungsfugen in rd. 40 m gegenseitigem Abstande wird den auftretenden Temperaturspannungen Rechnung getragen. Der dichte, gesunde Felsen der Gründungsfläche gestattet die Festsetzung eines Wertes von 65% Unterdruck. Der Querschnitt der Mauer ist so bemessen, daß bei dieser Annahme an der Wasserseite Zugspannungen nicht auftreten, die größte Randspannung an der Luftseite beträgt dann rd. 10 kg/cm², die größten Hauptspannungen sind $\max \tau =$ rd. 7 kg/cm² und $\max \sigma =$ rd. 14 kg/cm². Die Sicherheit gegen Kippen ist 1,7.

Die Entlastungsanlagen der Sperre bestehen aus zwei Rohren von je 1500 mm Durchm. in zwei Grundablaßstollen. Die Rohre können bei vollem Becken rd. 120 m³/sek abführen. In der Mitte der Mauer ist ein Hochwasserüberfall aus elf Öffnungen von je 3 m l. W. angeordnet, der bei einer Überfallhöhe von 1,15 m rd. 100 m³/sek abzuführen vermag. Dieses Überfallwasser wird einem Sturzbecken am luftseitigen Mauerfuß mit einem ständigen Wasserpolster von 15 m Breite, 50 m Länge und 3 m Tiefe und von dort dem Bett der Weißeritz zugeführt.

Die technische Durchführung des Baues der Talsperre Lehnmühle soll in einem besonderen Aufsatze noch eingehend behandelt werden.

Der Brückenbau und der Ingenieurhochbau der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft im Jahre 1928.

Alle Rechte vorbehalten.

Von **Schaper.**

Trotz der wenig günstigen Wirtschaftslage konnten die Belange des Brücken- und Ingenieurhochbaues auch im Jahre 1928 wesentlich gefördert werden.

Zur Beantwortung noch offener oder zweifelhafter Fragen im Brücken- und Ingenieurhochbau und zur Erzielung weiterer Fortschritte auf diesem Gebiete wurden umfangreiche Versuche durchgeführt.

Im Verein mit dem Deutschen Stahlbau-Verbande wurden die Versuche zur Ermittlung der Knickspannungslinie im staatlichen Materialprüfungsamte in Dahlem fortgesetzt. Sie waren in dem Jahre 1928 namentlich auf die Ermittlung der Knickspannungslinie im Bereich der gedrungenen Stäbe mit einem Schlankheitsgrade unter $\lambda = 40$ gerichtet. Sie haben zweifelsfrei ergeben, daß die Knickspannungslinie der Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft auch für diesen Schlankheitsgrad gilt.

In den Hochschulen zu Darmstadt und Stuttgart wurden Versuche mit Nietverbindungen[1]) zur weiteren Klärung der Frage, ob der in den Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken zugelassene Lochleibungsdruck nicht zu hoch bemessen ist, durchgeführt, und zwar in Darmstadt mit einmaliger, sich allmählich steigernder Belastung und in Stuttgart auf einer eigens für die durchzuführenden Versuche hergerichteten Maschine mit einer zwischen 0 und einer oberen Grenze oftmals wechselnden Belastung. Die Versuche sind noch nicht abgeschlossen, sie sollen auch auf oftmals zwischen Zug und Druck wechselnde Belastung ausgedehnt werden. Hierzu muß noch eine besondere Maschine beschafft werden.

In der Hochschule zu Stuttgart wurden die eingeleiteten Versuche zur Ermittlung verschiedener Festigkeitseigenschaften von Nadelholz aus dem Schwarzwald, aus Thüringen und aus Ostpreußen abgeschlossen.[2]) Sie

[1]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1928, Heft 7, 8 u. 26.

[2]) Über die Ergebnisse dieser Versuche wird demnächst in der „Bautechnik“ berichtet werden. Die Schriftleitung.

Abb. 1. Neuer Viadukt in Hermsdorf.

Abb. 2. Alter Viadukt in Hermsdorf.

haben im allgemeinen die Richtigkeit der „Vorläufigen Bestimmungen für Holztragwerke“ [3]) der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft bestätigt. Nur in einigen wenigen Punkten müssen die genannten Bestimmungen auf Grund der Versuchsergebnisse ergänzt werden.

Die Arbeiten zur Schaffung eines zuverlässigen Gerätes zur Messung der Spannungen an den Gliedern stählerner Brücken unter den bewegten Lasten wurden mit Nachdruck gefördert. In der Erkenntnis, daß auch die besten der auf das Preisausschreiben der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft eingegangenen Apparate eine zu niedrige Eigenschwingungszahl haben, um die Schwingungen der Glieder der Brücken unter den fahrenden Lasten richtig aufzuzeichnen, wurden diese Apparate weiter verbessert und ein neues elektrisches Meßgerät geschaffen, das die Formänderungen eines Brückengliedes durch die Änderungen des elektrischen Widerstandes von Säulen aus Kohleplättchen mißt und durch einen Oszillographen aufzeichnen läßt. Dieses Meßgerät hat eine Eigenschwingungszahl, die die Eigenschwingungszahl der Brückenglieder weit übertrifft und die Gewähr bietet, daß die tatsächlichen Schwingungen der Brückenglieder richtig aufgezeichnet werden. Die Bemühungen, einen brauchbaren dynamischen Spannungsmesser zu schaffen, wurden auch auf zwei optische Verfahren ausgedehnt, die ebenfalls Erfolg versprechen.

Um die Eigenschwingungszahl der stählernen Brücken genau bestimmen zu können, sind Versuche mit einer Brückenschwingungsmaschine an Brücken durchgeführt worden.[4]) Diese haben vollen Erfolg gehabt. Mit der Brückenschwingungsmaschine, die mit zwei entgegengesetzt laufenden Exzentern senkrecht wirkende Impulse auf die Brücke ausübt, lassen sich die Eigenschwingungszahlen der Brücken in kurzer Zeit feststellen.

Die Arbeiten zur Schaffung geeigneter Geräte und Maschinen zur Erforschung der dynamischen Beanspruchung der Brücken sind so weit fortgeschritten, daß man in kurzer Zeit mit ihrem Abschluß rechnen darf. Dann können die Messungen an den Brücken beginnen. Sie werden voraussichtlich die Berechnungen der Brücken auf eine neue, sichere Grundlage stellen.

Die Versuche mit neuen Verfahren und mit den verschiedensten Farben für den Anstrich der stählernen Brücken wurden in großem Maßstabe an großen und kleineren Brücken fortgesetzt. Weiter wurden in einer bahneigenen Anlage umfangreiche Versuche mit elektrolytischem Verbleien von Brückenträgern und Brückenteilen nach dem Verfahren von Dr. Schlötter durchgeführt. Es liegen schon zwei eingleisige, nach diesem Verfahren verbleite Blechträgerüberbauten im Betriebe. Die Verbleiung ist tadellos gelungen; das Aussehen der verbleiten Träger läßt aber zu wünschen übrig. Ob das Verfahren wirtschaftlich ist, konnte noch nicht festgestellt werden, da im ersten Versuchsstadium Kosten entstanden sind, die später fortfallen werden. Die Versuche werden daher fortgesetzt, um die Wirtschaftlichkeit des Verfahrens genau zu ermitteln.

Die „Vorschriften für die Lieferung von Farben und die Ausführung von Anstrichen für Eisenbauwerke“ sind im Verein mit den Vertretern der Farbenindustrie und des Malergewerbes neu bearbeitet worden. Sie geben scharf umrissene Richtlinien, die die Güte der Farben und der Anstriche gewährleisten und den auf Erhaltung der Eisenbauwerke gerichteten Zweck der Vorschriften voll erfüllen werden.[5])

Bei dem großen Fortschritt auf dem Gebiete der Schweißtechnik war es geboten, die Anwendbarkeit des Schweißens für Anschlüsse und Stöße

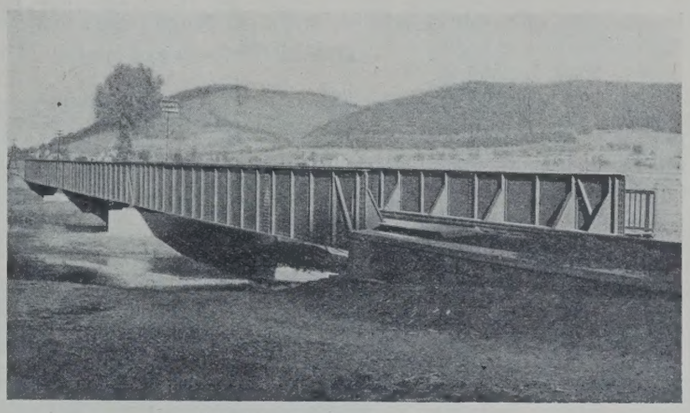


Abb. 5. Brücke über die Lahn.

der Glieder stählerner Brücken zu erproben. Nach längeren Studien über die praktische Durchbildung von Schweißverbindungen bei Fachwerkträgern wurden fünf 9 m weit gestützte Parallelfachwerkträger hergestellt, von denen einer die üblichen Nietverbindungen in den Knotenpunkten besitzt und vier Träger verschiedenartig gestaltete Schweißverbindungen in den

[5]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1928, Heft 33 u. 35, S. 473 u. f.

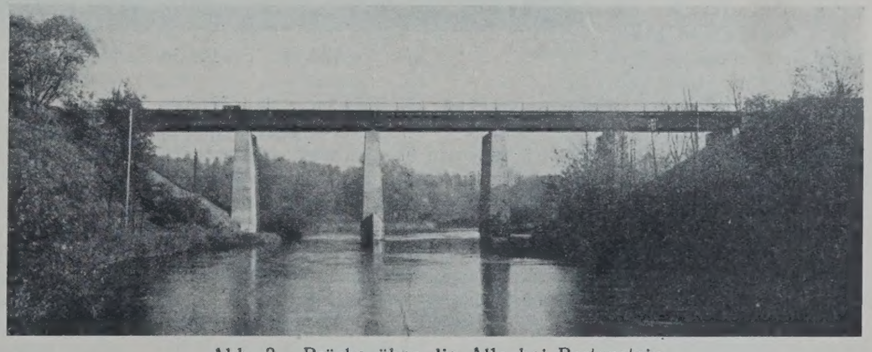


Abb. 3. Brücke über die Alle bei Bartenstein.

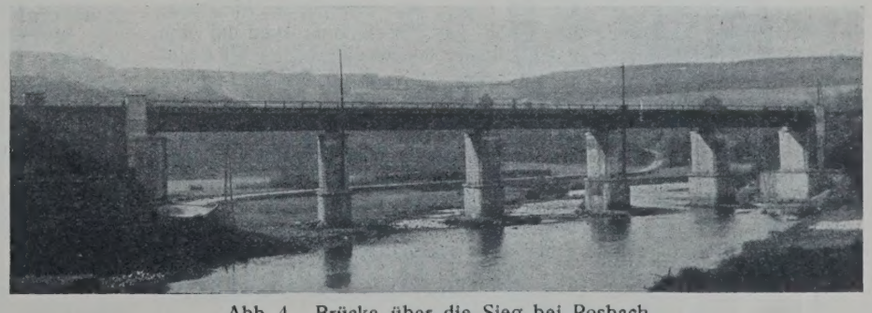


Abb. 4. Brücke über die Sieg bei Rosbach.

[3]) Berlin 1926. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

[4]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1928, Heft 3, 4 u. 22, sowie „Der Stahlbau“ 1928, Heft 13.

Abb. 6. Brücke über die Alme.

Abb. 7. Brücke bei Meißen-Triebischthal.

Knotenpunkten aufweisen. Die Träger sind so bemessen, daß sie in den Niet- und Schweißverbindungen zu Bruch gehen müssen. Die Bruchversuche sind im Gange, sie werden wertvolle Fingerzeige für die gute Durchbildung der Schweißverbindungen für Brücken und Ingenieurhochbauten bieten. Nachdem in Röntgenstrahlenapparaten zuverlässige Mittel zur Feststellung der Güte von Schweißnähten geschaffen sind und die Schweißtechnik so vervollkommnet ist, dürfte die Zeit der Einführung des Schweißens in den Brücken- und Ingenieurhochbau nicht mehr fern sein.

Das zähe Festhalten der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft an der Einführung eines einwandfreien hochwertigen Stahles für ihre Brücken und Ingenieurhochbauten hat im vergangenen Jahre schnelle Fortschritte in dieser wichtigen Frage gezeitigt. Dem St Si, der den St 48 abgelöst hat, haften einige Schwierigkeiten beim Gießen und Walzen an, die sich — darüber herrscht kein Zweifel — durch geeignete Behandlung überwinden lassen. Sie haben aber unsere Stahlwerke veranlaßt, Stähle zu schaffen, denen diese Schwierigkeiten nicht anhaften, die überdies durch Zusatz von Kupfer weit widerstandsfähiger gegen den Angriff des Rostes sind als St Si.[6]) Wir haben jetzt nicht weniger als vier solcher Stähle. Sie haben die gleichen Festigkeitseigenschaften wie St Si. Es sind Kupfer-Mangan-Silizium-, Kupfer-Chrom-Silizium- und Kupfer-Molybdän-Manganstähle. Man sagt wohl nicht zu viel, daß man in allen Stahl erzeugenden Ländern anerkennt, daß Deutschland in der Erzeugung hochwertiger Baustähle die Führung hat. Im Auslande bringt man den neuen deutschen Stählen größtes Vertrauen entgegen. Auch für den Bau zweier großer vereinigter Straßen- und Eisenbahnbrücken über den Dnjepr in Rußland und der vereinigten Straßen- und Eisenbahnbrücke über den Kleinen Belt sind diese Stähle neuerdings gewählt worden.

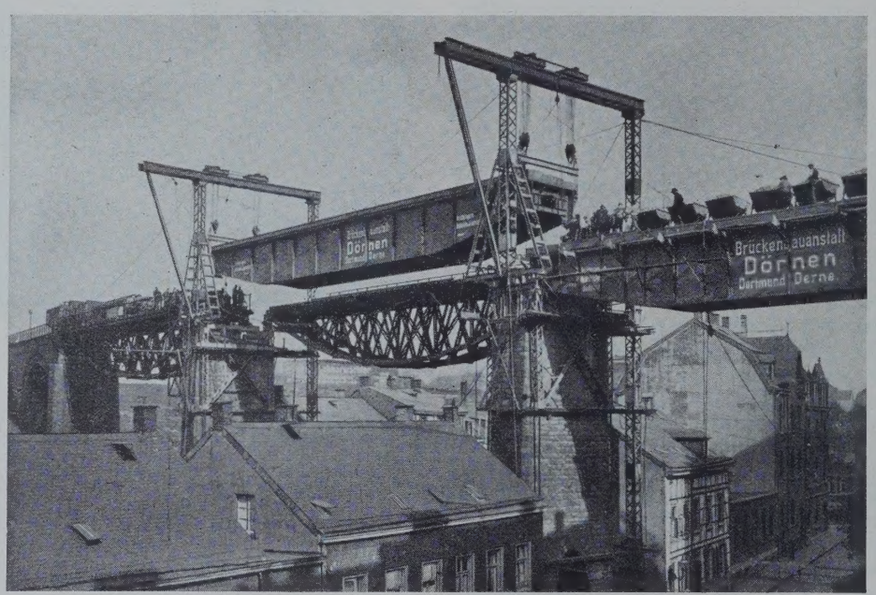


Abb. 8. Brücke in Barmen-Rittershausen.

Die im Verein mit Vertretern der Wissenschaft und mit dem Deutschen Beton-Verein von der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft bearbeitete „Anweisung für Mörtel und Beton“ [7]) ist im Sommer des vergangenen Jahres erschienen. Sie hilft einem arg empfundenen Mißstande ab und stellt die Ausführung der Beton- und Eisenbetonbrücken auf eine solche sichere Grundlage, daß Fehlschläge, wie wir sie bisher oft erlebt haben, künftig ausgeschlossen sind. Die „Anweisung für Mörtel und Beton“ kann aber ihren Zweck nur dann ganz erfüllen, wenn die Beton- und Zementprüfungsstellen bei allen Reichsbahndirektionen eingerichtet oder so ausgebaut werden, daß sie alle vorgeschriebenen Untersuchungen schnell und einwandfrei durchführen können. Die nötigen Einrichtungen und Beschaffungen hierfür werden in kurzer Zeit durchgeführt sein.

Um für die gute, ästhetisch befriedigende äußere Gestaltung ihrer Ingenieurbauwerke eine gute Unterlage in einem Nachschlagebuche zu haben, und um der Fachwelt einen Überblick über ihre Ingenieurbauwerke zu geben, hat die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft im Jahre 1928 ein Buch „Ingenieurbauten der Deutschen Reichsbahn“ herausgegeben.

Zur Vereinfachung und Einschränkung der Arbeiten für das Berechnen stählerner Eisenbahnbrücken ist im vergangenen Jahre ein sehr umfangreiches Heft mit Hilfswerten für die Berechnung von Fahrbahn-Längs- und -Querträgern und von vollwandigen Hauptträgern bis 20 m Stützweite für die Lastenzüge N und E bearbeitet worden.

Auch die Arbeiten für die Musterentwürfe stählerner Überbauten mit vollwandigen Hauptträgern sind wesentlich gefördert worden.

Ganz große Brückenbauten sind im Jahre 1928 nicht in Angriff genommen oder fertiggestellt worden. Dagegen sind viele stählerne Überbauten mittlerer oder kleinerer Brücken verstärkt oder gegen neue stärkere ausgewechselt worden. Auch wurden verschiedene neue stählerne Brücken von beträchtlichen Abmessungen für neue Bahnanlagen und über neuen Kanälen hergestellt.

Aus Gründen des guten Aussehens, leichter Unterhaltung, einfacher Herstellung und geringer Empfindlichkeit gegen Überlastung ist bei den Auswechslungen und Neubauten dem vollwandigen Träger vor dem gegliederten Träger bis zu 34 m Stützweite der Vorzug gegeben worden. — Im folgenden sind einige der im Jahre 1928 fertiggestellten stählernen Brücken näher erläutert.

1. Zweigleisiger Viadukt in Hermsdorf im Bezirk der Reichsbahndirektion Breslau (Abb. 1 u. 2).

Die Stützweite der Hauptträger der Mittelöffnung der neuen Brücke (Abb. 1) beträgt 23 m. Die vollwandigen stählernen Hauptträger traten an die Stelle von Gewölben (Abb. 2), wobei der den Straßenverkehr arg behindernde mittelste Pfeiler fortfiel. Wie die Abbildungen erkennen lassen, wirken die vollwandigen, parallelgurtigen, stählernen Hauptträger im Stadtbilde weit besser als die Gewölbe. Baustoff St 37.

2. Zweigleisige Eisenbahnbrücke über die Alle bei Bartenstein im Bezirk der Reichsbahndirektion Königsberg (Abb. 3).

Fünf Öffnungen mit je zwei eingleisigen Überbauten mit vollwandigen Hauptträgern von 14,75 m Stützweite. Baustoff St 37.

3. Zweigleisige Eisenbahnbrücke über die Sieg bei Rosbach im Bezirk der Reichsbahndirektion Frankfurt a. M. (Abb. 4).

Fünf Öffnungen mit je zwei eingleisigen Überbauten mit vollwandigen Hauptträgern von 21 m Stützweite. Baustoff St 37.

4. Eingleisige Eisenbahnbrücke über die Lahn in km 85,906 der Strecke Amalienhütte — Cölbe im Bezirk der Reichsbahndirektion Kassel (Abb. 5).

Drei Öffnungen mit eingleisigen Überbauten mit vollwandigen Hauptträgern von 27,5 m Stützweite. Baustoff St 48.

[6]) Vergl. „Der Stahlbau“ 1928, Heft 20, S. 234 u. f., besonders S. 237.
[7]) Berlin 1928. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

5. Eingleisige Eisenbahnbrücke über die Alme in km 2,7 der Strecke Paderborn—Büren im Bezirk der Reichsbahndirektion Kassel (Abb. 6).

Vier Öffnungen mit eingleisigen Überbauten mit vollwandigen Hauptträgern von $3 \times 21{,}84$ m und $1 \times 17{,}86$ m Stützweite. Baustoff St 48.

6. Zweigleisige Eisenbahnbrücke bei Meißen-Triebischthal im Bezirk der Reichsbahndirektion Dresden (Abb. 7).

Die Stützweite der vollwandigen Hauptträger des großen über dem Wasser liegenden Überbaues beträgt 28,40 m. Baustoff St Si.

7. Eingleisige Eisenbahnbrücke in Barmen-Rittershausen im Bezirk der Reichsbahndirektion Elberfeld (Abb. 8).

Drei Öffnungen mit je einem eingleisigen Überbau mit vollwandigen Hauptträgern von 30,18 m Stützweite. Baustoff St 48. Die Auswechslung der alten Fachwerkparabelträger gegen die neuen vollwandigen Träger vollzog sich in der Weise, daß der neue Überbau auf Eisenbahnwagen über den auszuwechselnden gefahren und dort von zwei Portalkranen von den Wagen abgenommen und hochgehoben wurde. Dann wurde der alte Überbau seitlich verschoben (Abb. 8), und schließlich wurde der neue Überbau von den Kranen auf seine Lager abgelassen.

(Fortsetzung folgt.)

Über bautechnische Einrichtungen im neuen Lokomotiv- und Abstellbahnhof Heidelberg.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnrat **Schachenmeier**, Heidelberg.

Der neue Lokomotiv- und Abstellbahnhof Heidelberg ist am 1. Dezember 1927 in Betrieb genommen worden. Dieser Bahnhof ist als Teil der neuen Bahnhofanlagen Heidelberg zu betrachten; er wird bis zur Fertigstellung des neuen Personenbahnhofes in Verbindung mit dem bestehenden alten Personenbahnhof betrieben (Abb. 1).

Die bautechnischen und die maschinentechnischen Anlagen des neuen Lokomotiv- und Abstellbahnhofes Heidelberg und ihre Beziehungen zum Eisenbahnbetriebe werden an anderer Stelle[1]) besprochen.

Die zweckmäßige Weiterentwicklung dieser Anlagen wird durch einen besonderen Ausschuß — den Ausschuß für Lokomotivbehandlungs- und maschinelle Anlagen — überwacht und sichergestellt. Jedoch sind die Einzelheiten bautechnischer Art so zahlreich, daß es erwünscht ist, wenn jeder mit dem Bau und der Unterhaltung solcher Anlagen betraute Ingenieur an deren zweckmäßiger Ausgestaltung mitarbeitet.

Die folgende Abhandlung soll deshalb die Fachgenossen auf eine Reihe von Einzelfragen aufmerksam machen.

Hierzu gehören: die Befestigung der Gleise auf den Arbeits- und Untersuchungsgruben, die Auflagerung und Befestigung der Kran- und Bunkergleise, die Ausbildung der Auffahrstellen auf Drehscheiben, Schiebebühnen und Rädersenkgruben, die Entschlackungsgruben, die Rauchabführung im Lokomotivschuppen und seine Dachkonstruktion.

I. Konstruktive Einzelheiten am Gleis.

a) Die Schienenbefestigungen auf den Betonmauern der Arbeitsgruben (im Lokomotivschuppen), der Entschlackungs- und der Untersuchungsgruben (im Freien).

Zur Befestigung der Schienen auf den Gruben wurden fünf Bauweisen gewählt. Da über die Bewährung dieser neuen Befestigungen noch keine ausreichenden Erfahrungen vorliegen, sollen hier im Laufe der Zeit eigene gesammelt werden. Die einzelnen Verwendungsstellen sind bei den Beschreibungen der Bauweisen angegeben.

1. Bauweise Hoffmann „Rheinguß-Schienenbefestigung“ D. R. P. (Erfinder: Technischer Reichsbahnoberinspektor Peter Hoffmann, Mannheim; Hersteller: Rheinische Eisengießerei und Maschinenfabrik A.-G., Mannheim).

Dieser Schienenstuhl wird in die Betonmauer der Grube einbetoniert, die Schienen werden mit Keilen auf dem Stuhl befestigt. Als wesentliche Vorteile dieser Schienenbefestigung hebt die Lieferfirma hervor:

Die Schienen können jederzeit rasch eingesetzt und ausgewechselt werden, ohne daß der Stuhl entfernt werden muß. Da der Stuhl aus Grauguß besteht, ist die Rostgefahr herabgemindert, das Abrosten der Keile kann durch Hinterlegen von Blechstücken oder durch Einbauen stärkerer Beilagestücke ausgeglichen werden. An der inneren Grubenwand, dicht anschließend an den Schienenstuhl, läßt sich eine auswechselbare Verkleidung aus feuerfesten Steinen einbauen, weil die fest in das Betonmauerwerk eingreifenden Stühle an der Innenseite der Schiene weniger Betonverkleidung bedürfen als andere Schienenbefestigungen. Beim Einbauen sollen die Stühle zunächst in die Aussparungen des erhärteten Betonmauerwerks eingesetzt und an den Schienen befestigt werden, wobei zu beachten ist, daß die Widerlager für den Keil gleichmäßig auf die gleiche Seite der Schienen (innen oder außen) zu liegen und ihre Mitten genau in die Mitten der Lagerräume zu sitzen kommen. Die Keile werden meistens an der Innenseite der Schiene eingebaut. Wenn alle Schienenstühle angekeilt sind, werden die Schienen mit Laschen verbunden, in die richtige Höhe gebracht und genau ausgerichtet. Dann werden die Schienenstühle sorgfältig mit Zementmörtel ausgestampft oder ausgegossen. Erst nach dem völligen Abbinden des Zementmörtels dürfen die Keile endgültig eingetrieben werden.[2])

Auf den beiden Entschlackungsgruben und auf der östlichen Untersuchungsgrube (Abb. 2) ist noch die ältere Anordnung (Abb. 3), auf den Arbeitsgruben im Lokomotivschuppen (Abbild. 20) die verbesserte Anordnung (Abb. 4) zur Anwendung gekommen. Zu dieser verbesserten Anordnung gehört ein zweites Beilagestück ohne Keilanzug.[2])

2. Bauweise Hahmann „Universal-Schienenstuhl“ D. R. P. (Erfinder: Regierungsbaumeister Hahmann, Hannover; Lieferer: Ingenieurbureau für Industrie- und Tiefbauten, Regierungsbaumeister Hahmann, Hannover, Prinzenstraße 17).

Als wesentliche Vorteile hebt der Erfinder hervor, daß mittels dieses Stuhles eine gute Übertragung der lotrechten Druckkräfte und aller Nebenwirkungen, wie seitliche Schub- und Druckkräfte an den unbelasteten Schienenauflagern, auf den Mauerwerkskörper erzielt werde.

Der Stuhl besteht aus zwei Seitenwänden, die durch Querwände miteinander verbunden sind. Oben ist der Stuhl durch eine gewölbte Platte abgeschlossen, die der Schiene

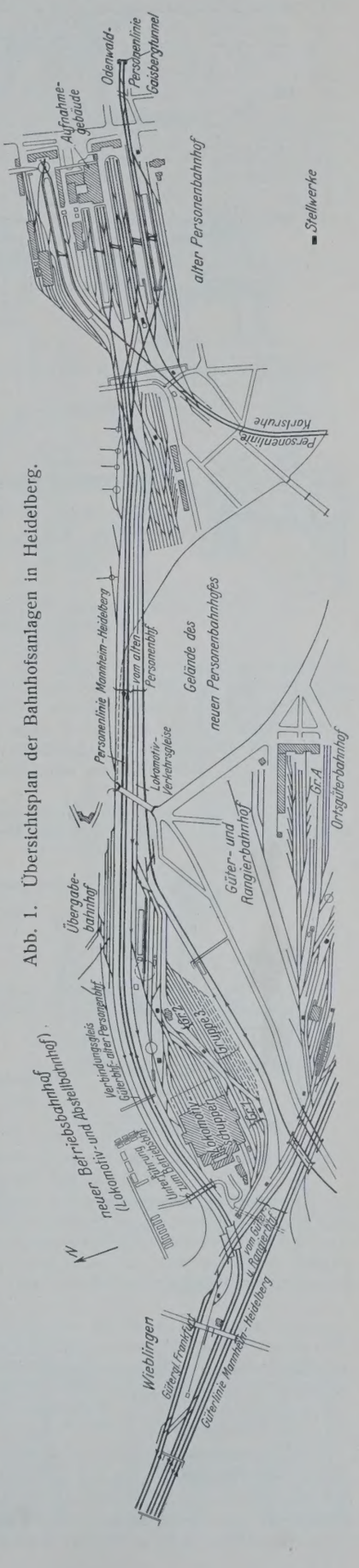


Abb. 1. Übersichtsplan der Bahnhofsanlagen in Heidelberg.

[1]) Vergl. Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens, Jahrgang 1928.

[2]) Eine genaue Darstellung befindet sich in der von der Lieferfirma herausgegebenen Druckschrift (Anweisung für den Einbau des Schienenstuhles). Eine weitere Druckschrift bezieht sich auf die Verbesserungen des Schienenstuhles. Beide Schriften sind durch die Lieferfirma erhältlich.

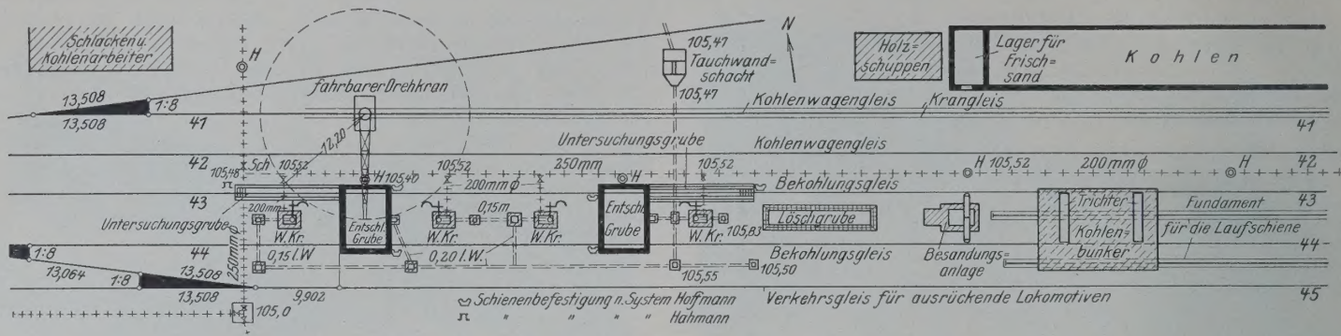


Abb. 2. Lageplan der Bekohlungs- und Entschlackungsanlage.

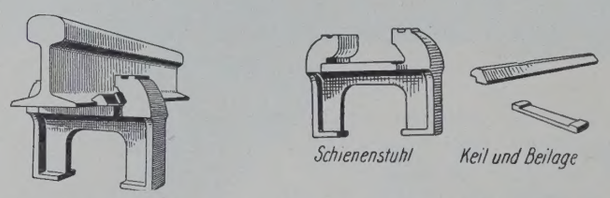


Abb. 3. Schienenstuhl nach Bauweise Hoffmann, ältere Anordnung.

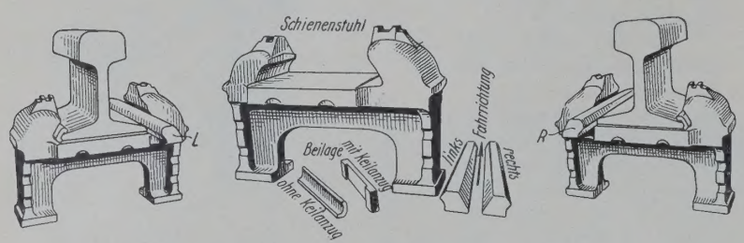


Abb. 4, Schienenstuhl nach Bauweise Hoffmann, verbesserte Anordnung.

ein Kipplager bietet (Abb. 5 u. 6). Die Schiene ist mit gewöhnlichem Regelkleineisen auf dem Deckel des Schienenstuhles befestigt, ähnlich wie bei dem Deckel einer eisernen Schwelle. Schiene und Kleineisen sind jederzeit leicht auswechselbar, ohne daß der Stuhl herausgestemmt werden muß. Die Kammern werden durch Abdichtungsplatten aus Klingerit abgedichtet, um das Eindringen von Schmutz und Vergußmörtel zu verhindern.

Beim Verlegen wird der vollständige Gleisstrang mit den angeschraubten Schienenstühlen vor deren Vergießen nach Höhe, Spur und in der Wagerechten genau ausgerichtet; dann erst werden die Stühle durch Vergießen mit Zementmörtel in innigen Verband mit dem Mauerwerkskörper verbracht. Auf diese Weise wird verhindert, daß durch nachträgliches Hineinzwängen Anfangsspannungen an den Befestigungsstellen auftreten.

Zur Anwendung kam dieser Stuhl sowohl bei einer Untersuchungsgrube im Freien (Abb. 2) als auch bei mehreren Arbeitsgruben im Lokomotivschuppen (Abb. 20).

Um diesen Schienenstuhl gegen aufwärts gerichtete Kräfte zu sichern, empfiehlt der Erfinder, die vorderen auf Gruben liegenden Stühle — die beim Nachgeben des anschließenden Gleises auf Schotterbett durch senkrechte Kräfte besonders beansprucht werden — durch Rundeisenbügel nach Abb. 7 festzuhalten.[3])

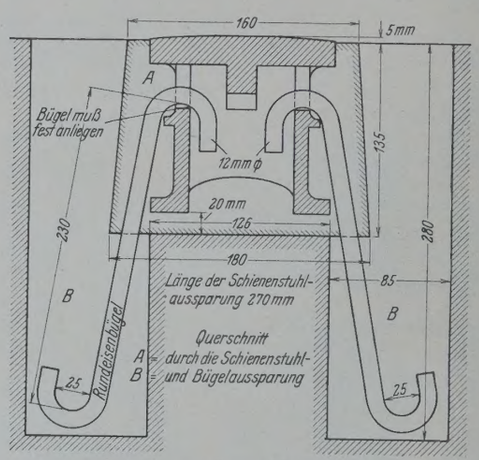


Abb. 7. Schienenstuhl nach Bauweise Hahmann. Befestigung der vorderen auf Gruben liegenden Stühle mit Bügeln.

3. Schienenbefestigung nach dem „Asbeston"-Verfahren (Lieferer: Deutsche Asbestonwerke A.-G., Köln, Karolinger Ring 31).

Die Schienen ruhen auf geraden Unterlagsplatten und diese auf getränkten Pappelholzplatten. Als Befestigungsmittel werden Klemmplatten und zylindrische Schwellenschrauben benutzt. Diese werden in die mit Spiralbohrern vorgebohrten Löcher eingedreht und sollen sich heraus- und wiederhineindrehen lassen, ohne an festem Sitz einzubüßen.

Die Lieferfirma hebt als Vorteile dieser Schienenbefestigung hervor, daß sie besonders elastisch sei, so daß die Schrauben im Asbeston den Bewegungen der Schiene ohne Beeinträchtigung ihrer Haftfestigkeit nachgeben können. Die Asbestonmasse wird in Hülsen aus Drahtgewebe in die ausgesparten Löcher des Betonkörpers eingebracht, wo sie sich mit der Grundmauer zu einem einheitlichen Körper verbindet (Abb. 8). Asbeston (eine Zusammensetzung von Asbestfasern und Zement) soll keinem Verschleiß unterworfen sein, außerdem unempfindlich gegen Nässe und Trockenheit, Frost und Hitze und nach 28 Tagen eine Druckfestigkeit von 400 kg/cm² erreichen. Die Haftfestigkeit der Schrauben im Asbeston soll dreimal so groß sein als in der Kieferholzschwelle.

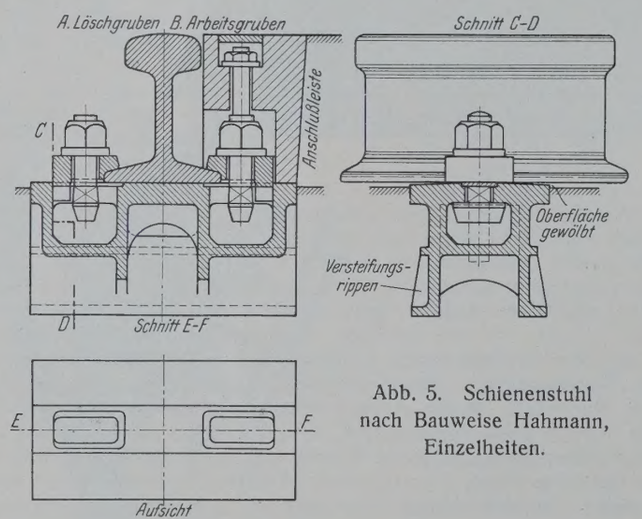
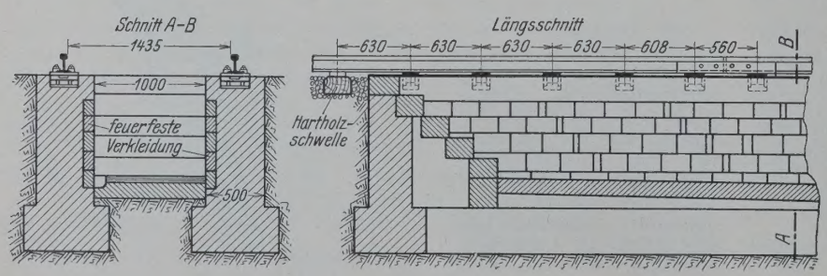


Abb. 5. Schienenstuhl nach Bauweise Hahmann, Einzelheiten.

[3]) Näheres hierüber ist beim Ingenieurbureau von Regierungsbaumeister Hahmann, Hannover, Prinzenstraße 17, zu erfahren. Vergl. auch die Wochenschrift „Der Bahnbau" 1926, Heft 25, und 1927, Heft 45.



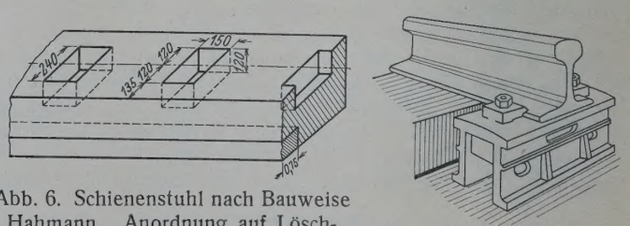


Abb. 6. Schienenstuhl nach Bauweise Hahmann. Anordnung auf Löschgruben.

Diese Schienenbefestigung nach dem Asbestonverfahren ist auf mehreren Arbeitsgruben im Lokomotivschuppen angewendet worden (Abb. 20).

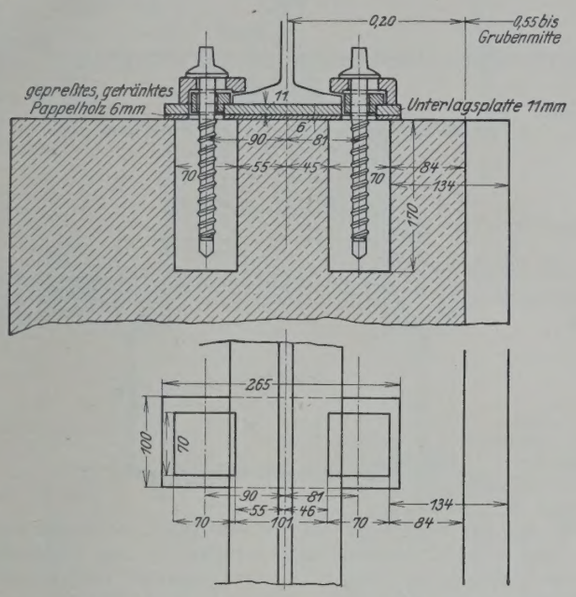


Abb. 8. Schienenbefestigung nach dem „Asbeston"-Verfahren.

4. Schienenbefestigung nach zwei Ausführungsarten, bei denen Befestigungsmittel der Vereinigten Flanschenfabriken und Stanzwerke A.-G. in Hattingen-Ruhr verwendet wurden: Hakenschraubenhülsen und Dübelhülsen.

Die Hakenschraubenhülsen und die Dübelhülsen bestehen aus Temperguß. Diese werden in ausgesparte Löcher des Bahnkörpers eingesetzt und mit Zementmörtel vergossen, so daß sie das Bindeglied zwischen Gleis und Mauerwerk darstellen.

Die Hakenschraubenhülse von 142 mm Höhe (Abb. 9) besteht aus einem hohlen runden Kopf zur Aufnahme des Hakenschraubenkopfes. Seine obere Abschlußdecke hat eine Öffnung, die der Lochung der eisernen Schwellen entspricht. Der untere Teil der Hülse besitzt vier gerillte Rippen mit unterem runden Tellerabschluß und dient zur Verankerung in Mauerwerk. Die Gleisschiene ruht auf besonderer Unterlagsplatte und wird mit der Hülse durch die Hakenschraube, die Klemmplatte und die Spurplättchen verbunden. Abweichend von der Regelform ist der untere Ansatz des Spurplättchens 18 mm hoch. Er reicht infolgedessen in das Loch der Hülse und überträgt seitlich wirkende Kräfte auf die Hülse und das Mauerwerk.

Auswechslung schadhaft gewordener Einzelteile ist ohne weiteres möglich. Spurregelungen lassen sich durch Wenden des Spurplättchens erzielen.

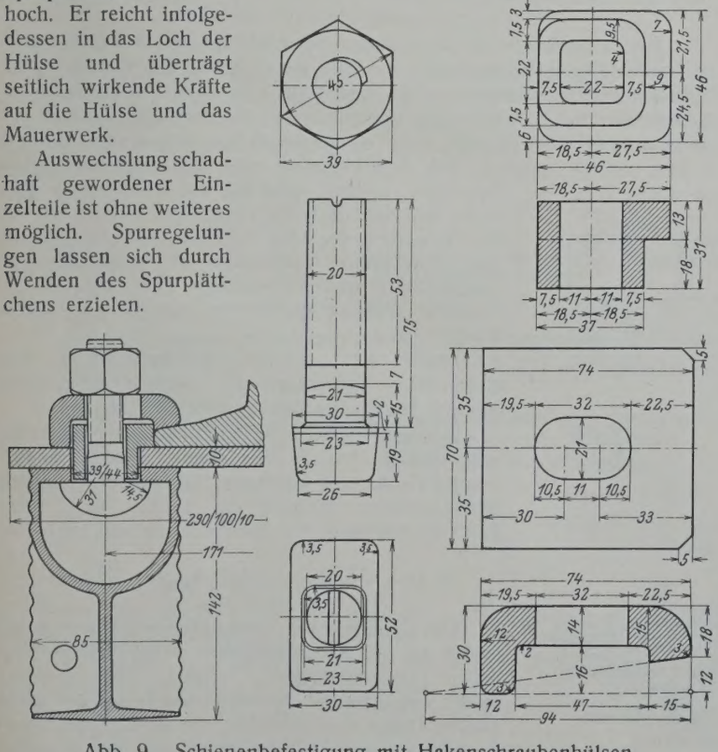


Abb. 9. Schienenbefestigung mit Hakenschraubenhülsen.

Bei der Dübelhülse (Abb. 10) werden die Gleisschienen in der beim Holzschwellenoberbau üblichen Weise mittels Schwellenschrauben von 150 mm Länge befestigt. Die Dübelhülse reicht 155 mm tief ins Mauerwerk und hat ringförmigen Querschnitt. Zur guten Übertragung der Zugkräfte auf das Mauerwerk sind die Außenflächen der Hülse geriffelt, und der untere Bodenabschluß ist mit vorspringenden Rändern versehen. Vier seitliche Rippen verhindern ein Drehen der Hülse im Mauerwerk.

Der Innenraum der Dübelhülse ist so ausgebildet, daß in ihm ein normaler Einschlagdübel, wie er zur Verbesserung altbrauchbarer Holzschwellen verwendet wird, Platz findet. Der Dübel wird vor dem Versetzen und Vergießen der Hülse in diese eingeschlagen. Da der Dübel im unteren Teil kreuzförmig geschlitzt ist, werden seine Außenflächen beim Eindrehen der Schwellenschraube fest gegen die geriffelten Innenwandungen der Hülsen gepreßt. Die Haftfestigkeit der Schwellenschraube im Dübel entspricht derjenigen eines Dübels in der Hülse. Ohne daß die Dübelhülse Schaden leiden kann, läßt sich ein unbrauchbar gewordener Einschlagdübel ausbohren und durch einen neuen ersetzen.

Zur Anwendung kamen diese beiden Arten von Schienenbefestigungen auf mehreren Arbeitsgruben im Lokomotivschuppen (Abb. 20).

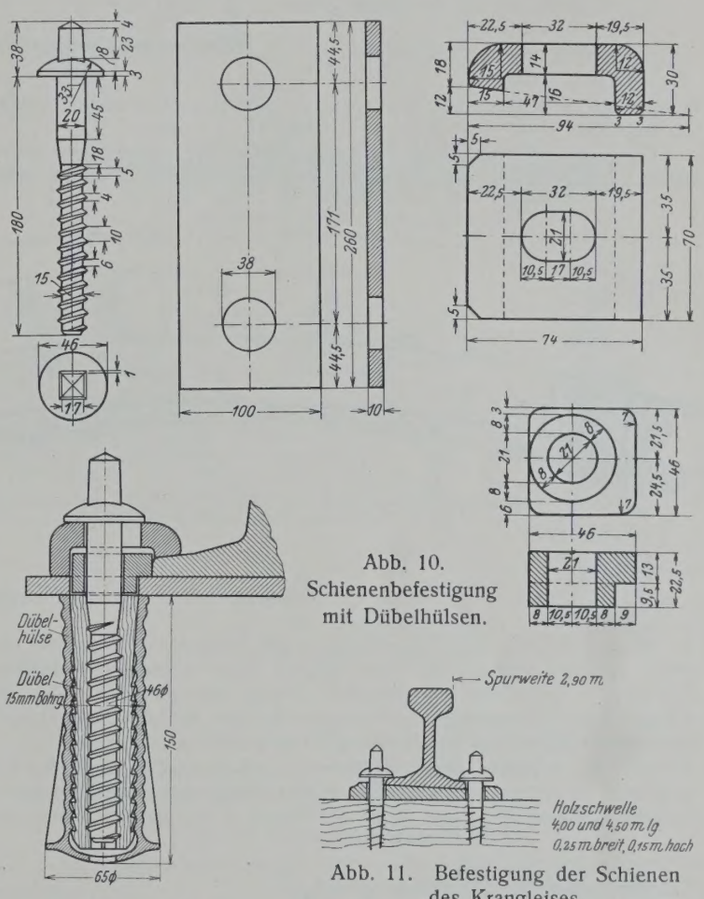


Abb. 10. Schienenbefestigung mit Dübelhülsen.

Abb. 11. Befestigung der Schienen des Krangleises.

b) Krangleis und Bunkergleis.

Die Anordnung des Krangleises und des Bunkergleises ist aus Abb. 2, in der Bekohlungsanlage dargestellt ist, zu ersehen.

In Abb. 11 sind die Einzelheiten der Schienenbefestigungen des Krangleises zu erkennen: Das Gleis hat eine Spurweite von 2,90 m und ruht, zugleich mit dem regelspurigen Kohlenwagengleis, auf Holzschwellen von 4 m Länge. Einzelne Schwellen, auf denen die elektrische Schleifleitung befestigt ist, sind 4,50 m lang. Das Gleis ist auf eisernen Unterlagsplatten befestigt.

Einzelheiten über die Befestigung des Bunkergleises sind aus Abb. 12 zu ersehen: Die Schiene ruht auf zwei miteinander vernieteten Unterlagsplatten und ist mit der Regelbefestigung für eiserne Schwellen versehen. Die untere der beiden Unterlagsplatten ist mittels Steinschraube mit dem Mauerwerkskörper verbunden.

c) Die Auffahrstellen an der Drehscheibe.

Die Gelenkdrehscheibe des neuen Lokomotiv- und Abstellbahnhofes mit 23 m Durchmesser ist im voraus (im Jahre 1925) erbaut und in Betrieb genommen worden, weil sie als Ersatz der ebenso großen Drehscheibe im alten Personenbahnhof Heidelberg während der Ausbesserung derselben

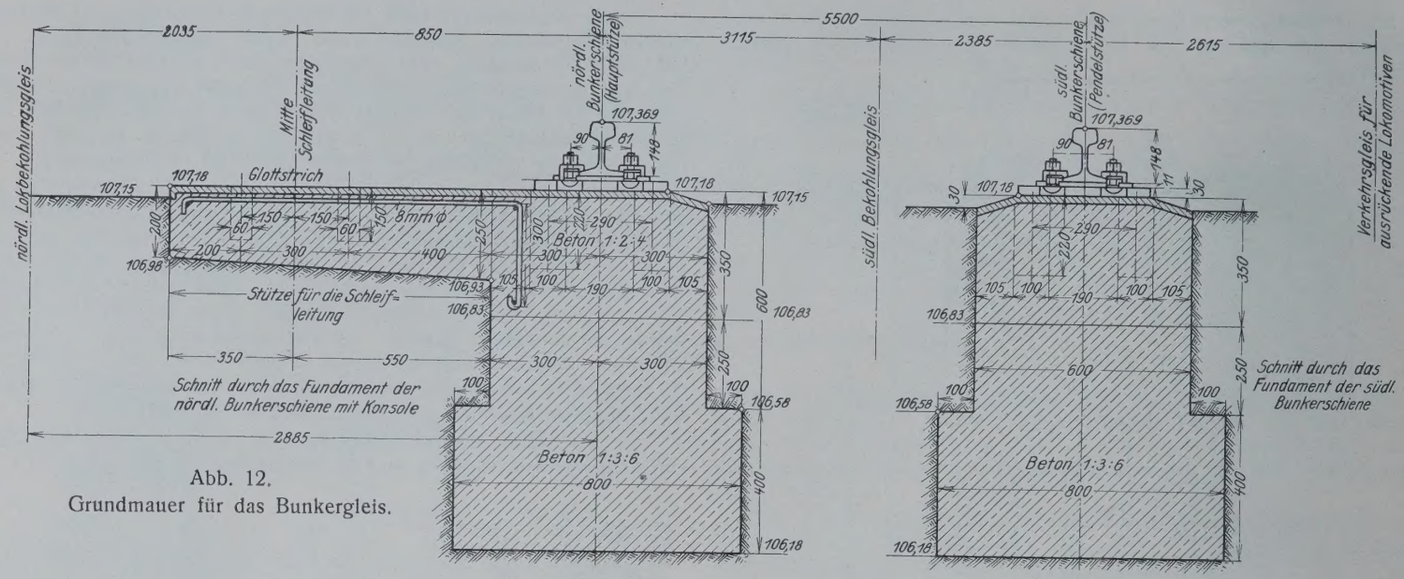


Abb. 12.
Grundmauer für das Bunkergleis.

dienen und außerdem bei Störungen an dieser alten Scheibe benutzt werden sollte.

Es zeigte sich bald, daß die Auffahrstellen der neuen Drehscheibe unzweckmäßig waren; denn der Beton der Umfassungsmauer wurde durch die Schläge der schweren Lokomotiven beim Verlassen der Scheibe zerstört. Deshalb wurden die Auffahrstellen durch Einbauen besonderer Kastenträger nach Abb. 13 geändert. Diese Anordnung, bei der die Schläge durch Vermittlung des eisernen Kastens auf den Mauerkörper übertragen werden, hat sich bisher gut bewährt.

Um das Wachsen der anschließenden Gleise zur Drehscheibe hin möglichst zu verhindern, wurde eine Vorrichtung mit Stemmlaschen in einfachster Weise eingebaut (Abb. 13). Diese Vorrichtung hat aber den Nachteil, daß das Mauerwerk, auf das die Holzschwelle die Kraft überträgt, zerstört wird: Deshalb soll nachträglich eine Vorrichtung von senkrecht einbetonierten Schienenstücken eingebaut werden, wie an der Schiebebühne (vergl. Id).

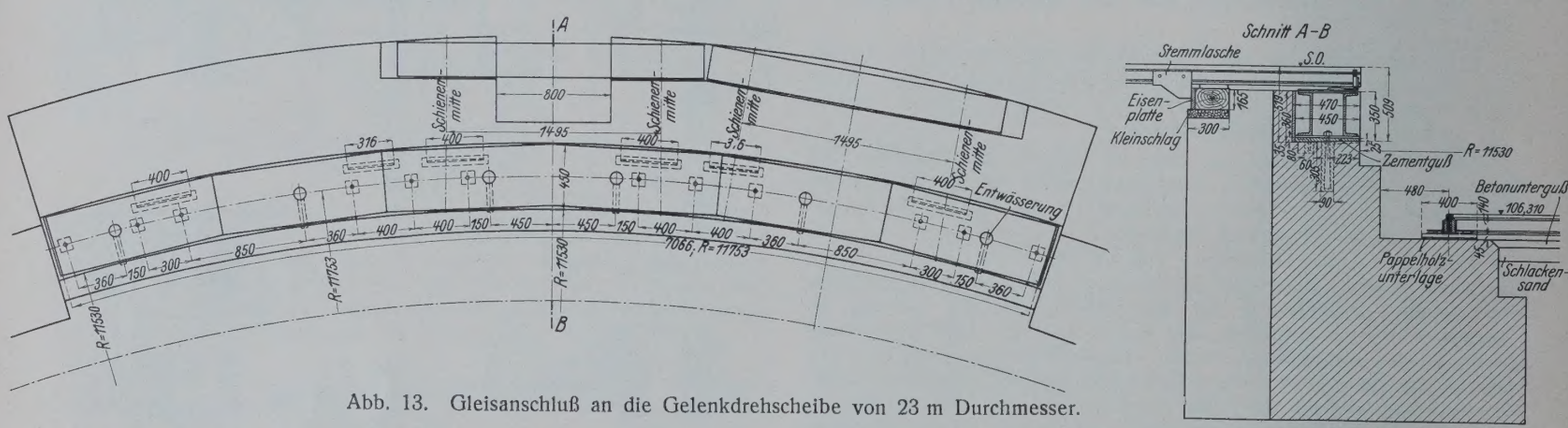


Abb. 13. Gleisanschluß an die Gelenkdrehscheibe von 23 m Durchmesser.

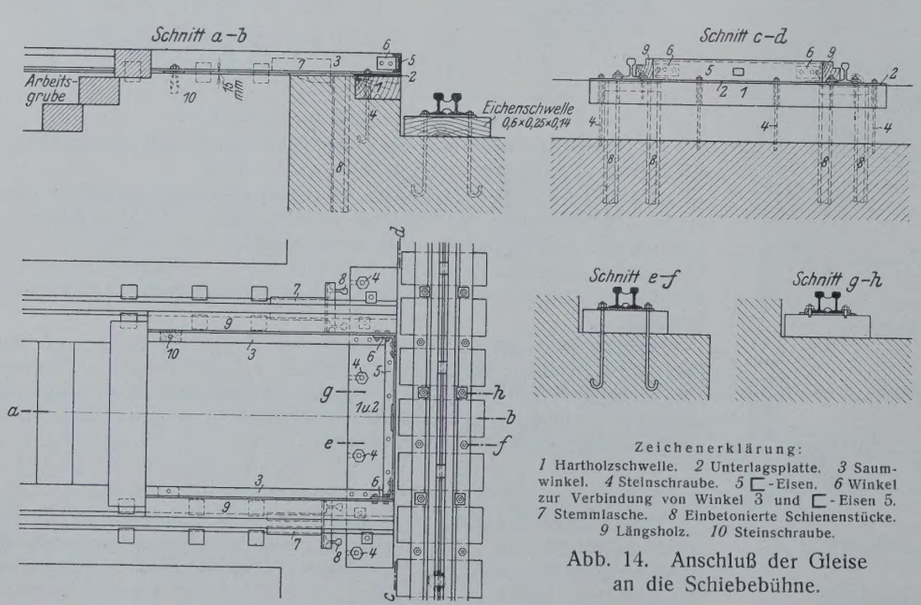
d) Die Auflagerung der Laufschienen der Schiebebühne und die Vorrichtung zur Verhinderung der Schienenwanderung bei den anschließenden Gleisen.

Die Laufschienen der 23 m langen Schiebebühne sind auf einer durchgehenden Eisenplatte gelagert und mit dieser durch Regelkleineisen für Eisenschwellen verbunden. Die Eisenplatte liegt auf kurzen Hartholzschwellen. Sie ist durch Ankerschrauben mit der Betongrundmauer verbunden und wird dadurch auf die Holzschwellen aufgepreßt (Abb. 14).

Die Laufschienen samt Unterlagsplatten und Schwellen wurden zunächst auf Holzstapeln nach Höhe und Seitenrichtung festgelegt. Hierauf wurden die Schwellen sorgfältig mit Beton unterstampft, um eine gleichmäßige Höhenlage der Laufschienen zu erzielen. Erst nach vollständiger Erhärtung des eingestampften Betons durften die Laufschienen befahren werden.

Durch diese Ausführungsweise wurde eine gleichmäßige Höhenlage der Laufschiene erreicht, die sich bisher unverändert erhalten hat.

Um das Wachsen der anschließenden Gleise zur Schiebebühne hin zu verhindern, wurde eine besondere Vorrichtung eingebaut: Senkrecht einbetonierte Schienenstücke nehmen die Kräfte der Schiene durch Vermittlung von Stemmlaschen auf (Abb. 14).



Zeichenerklärung:
1 Hartholzschwelle. *2* Unterlagsplatte. *3* Saumwinkel. *4* Steinschraube. *5* ⊏-Eisen. *6* Winkel zur Verbindung von Winkel 3 und ⊏-Eisen 5. *7* Stemmlasche. *8* Einbetonierte Schienenstücke. *9* Längsholz. *10* Steinschraube.

Abb. 14. Anschluß der Gleise an die Schiebebühne.

e) Der Gleisanschluß an der Rädersenkgrube.

Das Fahrgleis der anschließenden Arbeitsgruben mußte an der Rädersenkgrube durch einen beweglichen Teil unterbrochen werden. Dies geschah, indem das Gleis auf die Breite der Senkgrube durch eiserne Träger ersetzt wurde, die seitlich verschoben werden können. Diese Träger und der Anschluß

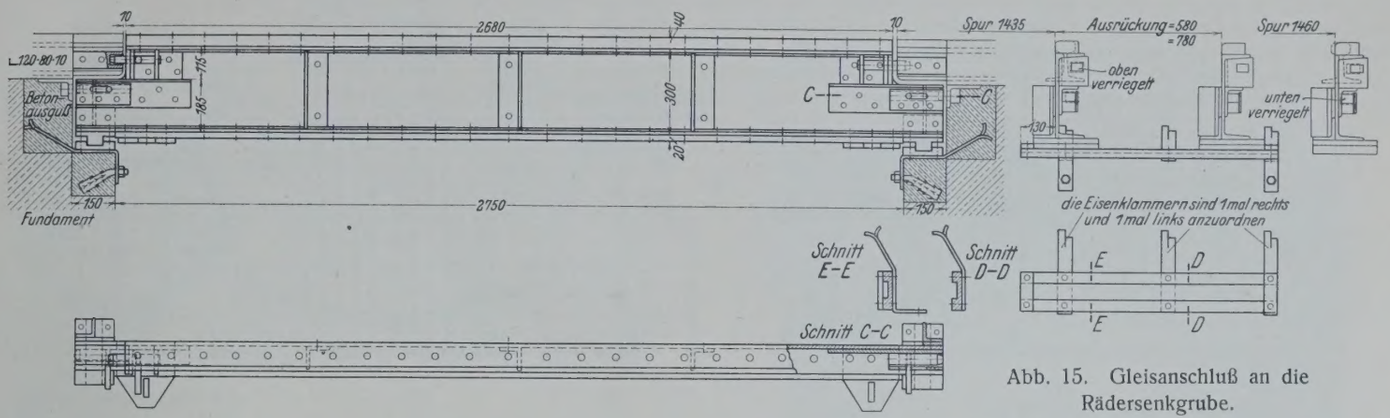
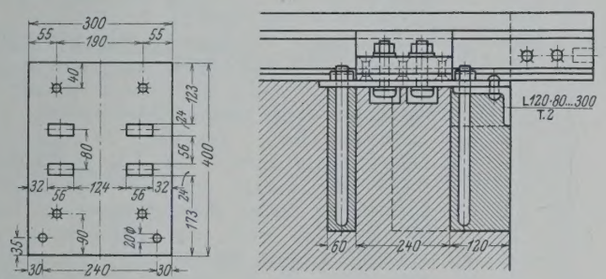


Abb. 15. Gleisanschluß an die Rädersenkgrube.



Knaggenwinkel vor dem Gleisanschluß an der Rödersenkgrube

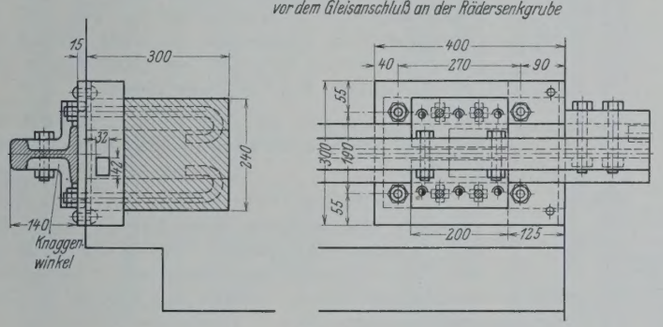
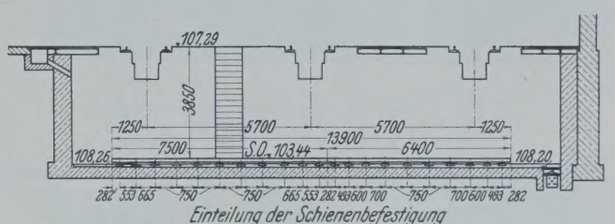


Abb. 16.
Knaggenwinkel vor dem Gleisanschluß an der Rädersenkgrube.



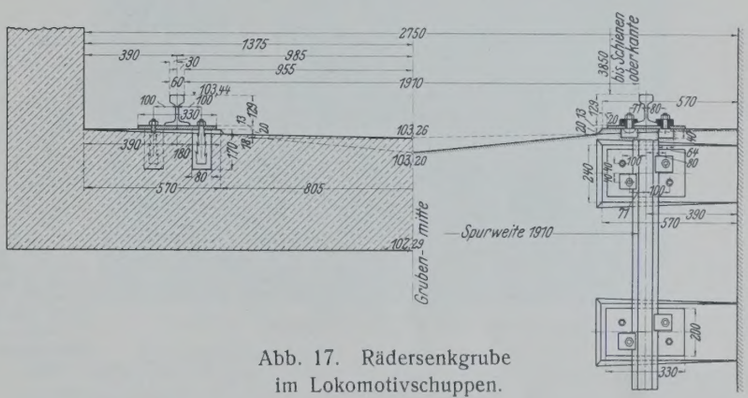


Abb. 17. Rädersenkgrube im Lokomotivschuppen.

des Gleises sind in Abb. 15 dargestellt. Zur Verhinderung der Schienenwanderung gegen die Senkgrube hin sind etwa 40 cm vor den Anschlußstellen Knaggenwinkel nach Abb. 16 eingebaut. Die übrige bautechnische Anordnung der Rädersenkgrube mit dem auf dem Boden der Grube liegenden Gleis für den Wagen der Hebevorrichtung ist aus Abb. 17 zu ersehen.

Die ganze Einrichtung der Gleisanschlüsse an der Rädersenke sowie die Hebevorrichtung selbst sind von der Josef Vögele A.-G. Maschinenfabrik, Mannheim, geliefert und eingebaut worden.

f) Die Kesselauswaschanlage.

Die Kesselauswaschanlage bietet in bautechnischer Hinsicht nur die bemerkenswerte Einrichtung, daß in der Decke des unterirdischen Behälterraumes einzelne Träger herausnehmbar angeordnet sind. Dadurch kann jederzeit die erforderliche Öffnung in der Decke hergestellt werden, durch welche die Behälter in den unterirdischen Raum hinein- oder aus ihm herausgehoben werden (Abb. 18).

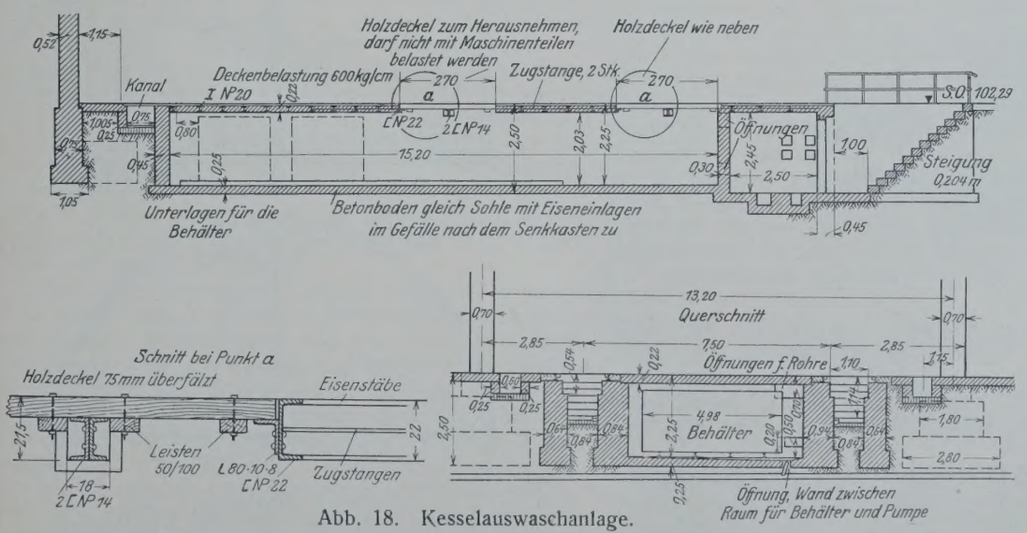


Abb. 18. Kesselauswaschanlage.

II. Die Entschlackungsgruben.

Die Anordnung der beiden Entschlackungsgruben und ihre Entwässerung ist in Abb. 2 zu erkennen. Die konstruktive Ausbildung einer Grube ist in Abb. 19 dargestellt:

Die Grube hat 58 m³ Fassungsraum. Ihre Wände fallen steil ab, damit die Schlacken in den bis auf 0,60 m unter Schienenhöhe mit Wasser gefüllten Sumpf hineingleiten. Der obere Teil der Wände, soweit diese nicht vom Greifer des Kranes berührt werden können,

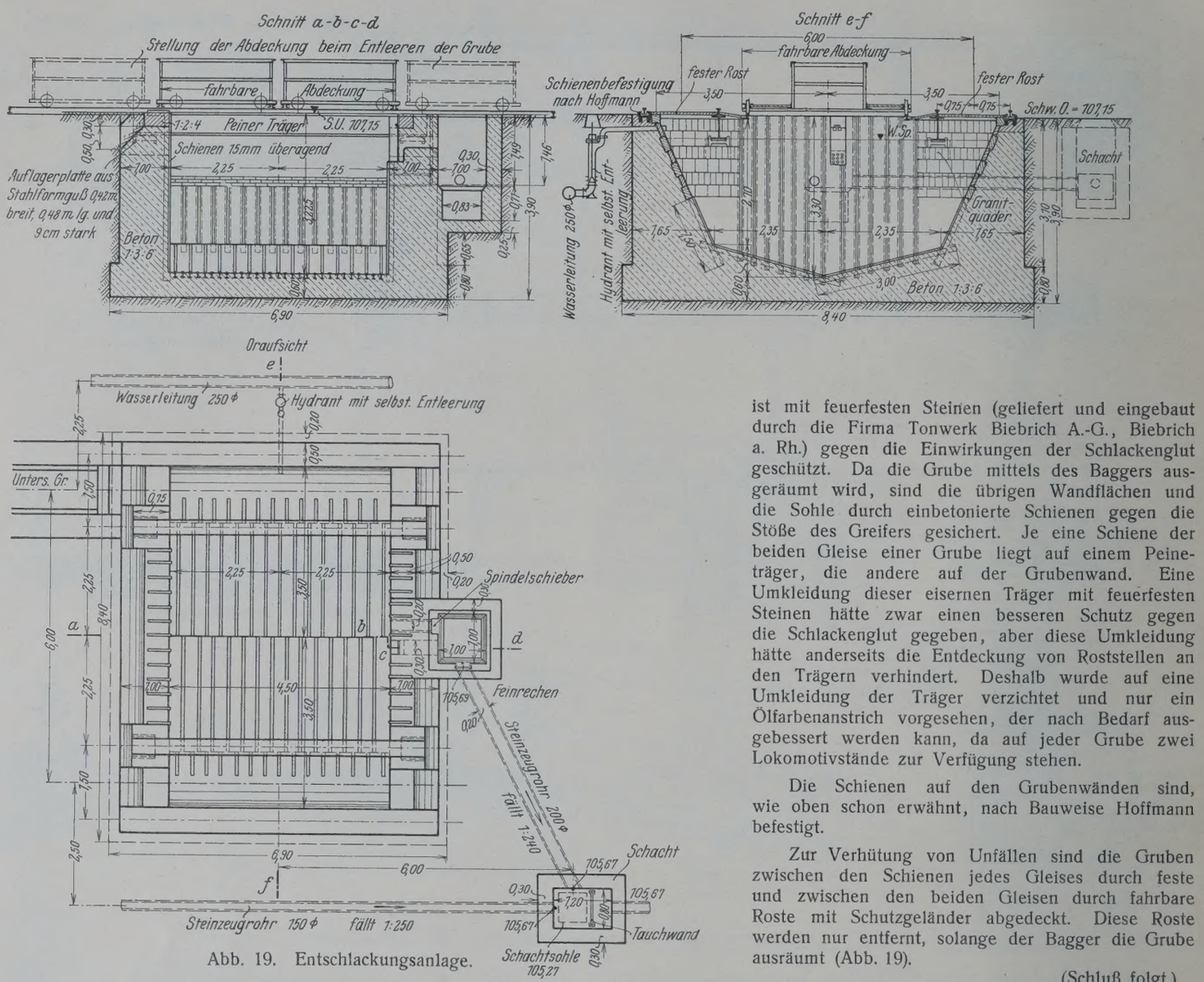


Abb. 19. Entschlackungsanlage.

ist mit feuerfesten Steinen (geliefert und eingebaut durch die Firma Tonwerk Biebrich A.-G., Biebrich a. Rh.) gegen die Einwirkungen der Schlackenglut geschützt. Da die Grube mittels des Baggers ausgeräumt wird, sind die übrigen Wandflächen und die Sohle durch einbetonierte Schienen gegen die Stöße des Greifers gesichert. Je eine Schiene der beiden Gleise einer Grube liegt auf einem Peineträger, die andere auf der Grubenwand. Eine Umkleidung dieser eisernen Träger mit feuerfesten Steinen hätte zwar einen besseren Schutz gegen die Schlackenglut gegeben, aber diese Umkleidung hätte anderseits die Entdeckung von Roststellen an den Trägern verhindert. Deshalb wurde auf eine Umkleidung der Träger verzichtet und nur ein Ölfarbenanstrich vorgesehen, der nach Bedarf ausgebessert werden kann, da auf jeder Grube zwei Lokomotivstände zur Verfügung stehen.

Die Schienen auf den Grubenwänden sind, wie oben schon erwähnt, nach Bauweise Hoffmann befestigt.

Zur Verhütung von Unfällen sind die Gruben zwischen den Schienen jedes Gleises durch feste und zwischen den beiden Gleisen durch fahrbare Roste mit Schutzgeländer abgedeckt. Diese Roste werden nur entfernt, solange der Bagger die Grube ausräumt (Abb. 19).

(Schluß folgt.)

Neubau eines Sammelbrunnens für das Wasserwerk zu Oldenburg i. O.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Stadtbaurat **Charton**, Oldenburg.

Im Rahmen einer umfangreichen Modernisierung und Erweiterung des städtischen Wasserwerks zu Oldenburg i. O., die zurzeit nach den Entwürfen des Dr.-Ing. G. Thiem, Leipzig, durchgeführt wird, war auch der Neubau eines großen Sammelbrunnens notwendig. Das in Abb. 1 in seiner allgemeinen Anordnung dargestellte Bauwerk hat bei kreisrundem Querschnitt einen lichten Durchmesser von rd. 5 m und eine Wandstärke von 47 cm (d. i. zwei Steine Oldenburger Formats). Die Unterkante des Brunnenschlings sollte bis auf Ordinate — 9,9, also rd. 19 m unter das vorhandene Gelände abgesenkt werden. In den inneren Raum des Schachtes führen drei Heberleitungen, während zwei Saugleitungen mit Pumpen, Motoren und Druckleitung das im Brunnen gesammelte Wasser abziehen. Außerdem ist der Brunnen selbst wasserspendend ausgebildet, d. h. es soll auch Wasser durch die Sohle und die Wände eintreten. Es waren geeignete Vorkehrungen zu treffen, daß während des Betriebes kein Sand aus der Sohle und der Umgebung des Brunnens mitgerissen und daß ein Durchbrechen der Brunnensohle durch Auftrieb verhindert wird. Zu diesem Zweck war die Sohle durch eine Kiesschüttung von abgestuftem Korn und ein Sohlensieb (s. Abb. 2) in Eisenkonstruktion zu sichern (unten 65 cm Kies von 1 bis 2 mm Körnung, dann 65 cm von 2 bis 4 mm, dann 65 cm von 4 bis 8 mm, dann das Sohlensieb und oben 25 cm Kies von 10 bis 20 mm Körnung).

Während des Betriebes soll im Brunnen folgendes vorgehen: Die drei Heberleitungen führen von besonderen, entfernt liegenden Brunnen Wasser in den Schacht, in dem infolge der durchlässigen Sohle sich ein gleichbleibender Wasserstand in Höhe des Grundwasserstandes au Ordinate + 3,72 dauernd halten würde. Sobald jedoch die zwei Saugleitungen in Tätigkeit treten, senkt sich der Wasserstand und spielt sich etwa auf Ordinate — 5,33 ein.

Die Ausführung des Bauwerks geschah in üblicher Weise bis zum Grundwasserspiegel in offener Baugrube; von hier ab kam das Absenkungsverfahren zur Anwendung. Die trockene Baugrube wurde als ein quadratischer Schacht von etwa 7 m Seitenlänge

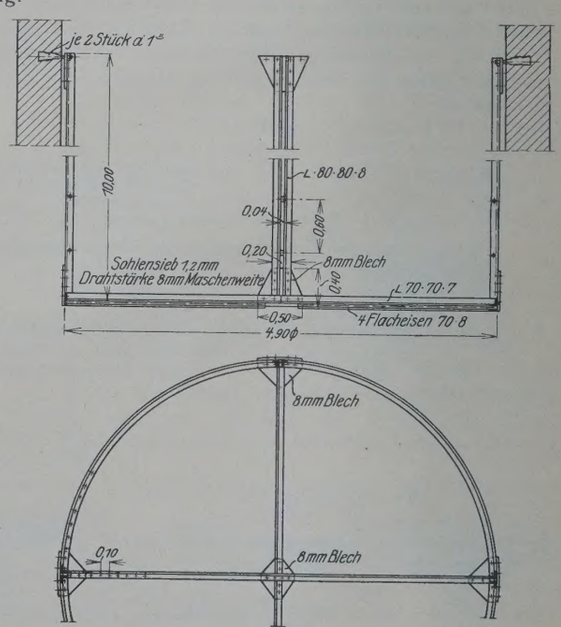
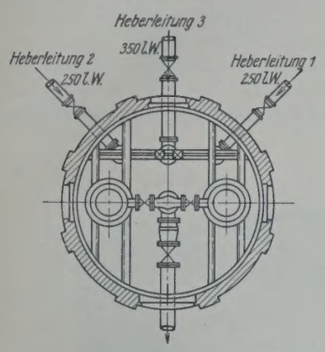


Abb. 2. Sohlensieb.
Gerüst aus Profileisen, Siebfläche Maschendraht.

Zu Abb. 1.



angelegt, dessen Seiten durch in den Boden gerammte I-Träger mit eingeschobenen, wagerecht liegenden, etwa 1,80 m langen Bohlen ausgesteift waren. Die lichte Weite des Schachtes war so bemessen, daß der Außenputz des Brunnens in der Baugrube noch ordnungsmäßig ausgeführt werden konnte. Nach Ausschachtung bis auf das Grundwasser wurde der in Eisen konstruierte Brunnenschling auf der Sohle der Baugrube ausgelegt. Der als scharfe Schneide ausgebildete untere Rand des Schlings sollte das Eindringen des Bauwerks in den Grund

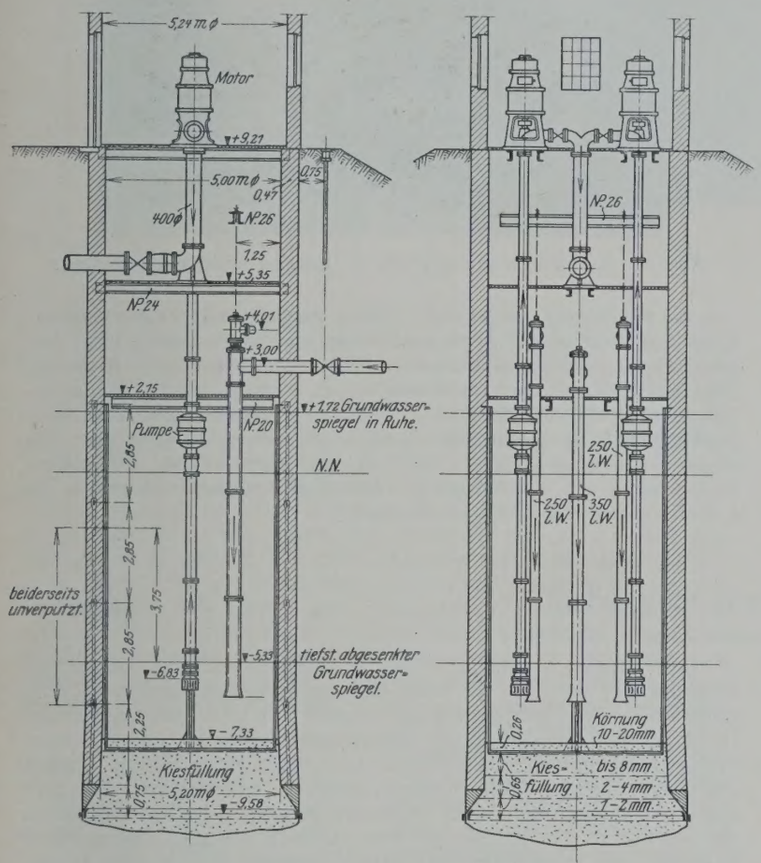


Abb. 1. Allgemeine Anordnung des Sammelbrunnens mit drei Heberleitungen, zwei Saugleitungen, Pumpen, Motoren und Druckleitung.

fördern, die äußere Zylinder- und die innere Kegelfläche wurden vollwandig aus kräftigem Eisenblech mit gegenseitiger Aussteifung ausgebildet. Das Risiko bei der Absenkung eines Brunnens von der Tiefe des vorliegenden liegt im allgemeinen bekanntlich nicht darin, daß der Brunnen infolge zu großer Reibung etwa stecken bleibt und nicht auf die erforderliche Tiefe abgesenkt werden kann, sondern vielmehr darin, daß während des Absenkens der untere Teil des Brunnens abreißt und nach unten geht, während der obere zunächst hängen bleibt. Um dieser Gefahr zu begegnen, mußte das Brunnenmauerwerk durch eine mit dem Schling fest verbundene Bewehrung, die aus Ringankern und Senkrechten besteht, gesichert werden. Die neun Ringanker wiederholen sich in Abständen von etwa 2 m, während acht senkrechte rd. 19 m lange Anker in gleichen Abständen auf den Umfang des Bauwerks verteilt sind. Ringe und Senkrechte sind aus Flacheisen von 80 × 100 bezw. 50 × 6 mm Querschnitt ausgebildet (Abb. 3).

Nach Ausbetonierung des Schlings wurde der Schacht aufgemauert. Diese Arbeit wurde von Zeit zu Zeit unterbrochen, um den Boden aus dem Brunnen auszuschachten und ihn somit abzusenken. Die Ausschachtung geschah erst von Hand, später mit einem Greifbagger (Abb. 4). Ein Beschweren war zunächst nicht erforderlich, das Bauwerk ging unter der Einwirkung des eigenen Gewichtes glatt in die Tiefe. Nachdem der Schling 11,80 m unter das ursprüngliche Gelände herabgebracht war, ereignete sich ein lehrreicher Zwischenfall. Ohne zunächst erkennbare Ursache fiel plötzlich eine Wand der Baugrubenaussteifung nach außen zusammen, während der bisher dahinter gelagerte Boden nach unten wegsackte. Die eingehende Untersuchung ergab, daß der Brunnen an dem betreffenden Tage trotz andauernden Ausbaggerns nicht mehr nachgerutscht war, so daß vermutlich Boden von außen unter dem Rande des Schlings durchgelaufen und so lange ausgebaggert worden war, bis außerhalb des Brunnens ein Hohlraum von solcher Größe entstanden war, daß das Erd-

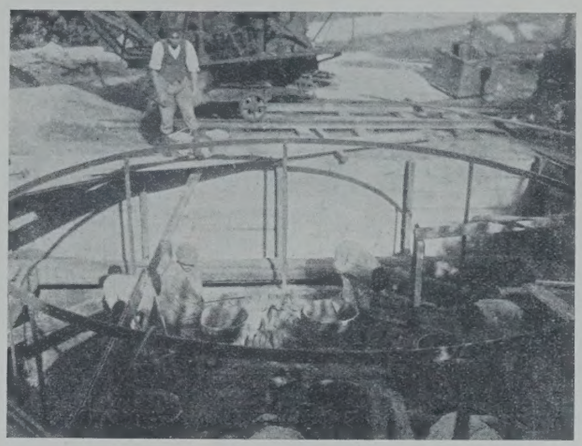


Abb. 3. Trockene Baugrube mit Aussteifung und der Bewehrung des Schachtmauerwerks durch Ringanker und Senkrechte.

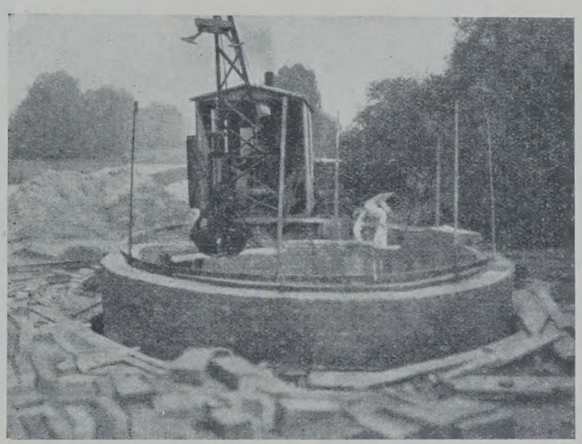


Abb. 4. Ausschachtung mittels Greifbaggers.

reich nachfallen mußte. Durch besondere Aufmerksamkeit wurde beim weiteren Verlauf der Arbeit eine Wiederholung derartiger Unfälle vermieden. Die Reibung zwischen Außenfläche des Brunnens und Erdreich war inzwischen so groß geworden, daß das Bauwerk infolge seines eigenen Gewichts nicht mehr nachsank und nun beschwert werden mußte. Das

Abb. 5. Letzter Abschnitt der Absenkung. Arbeitsbühne mit Beschwerung; Greifbagger vom seitlich stehenden Dampfkran betrieben.

Mauerwerk des Schachtes wurde bis zu seiner vollen Höhe aufgemauert und auf dem oberen Rande eine aus kreuzweise gelegten I-Trägern mit Abdeckung durch Bohlen und Dachpappe gebildete Arbeitsbühne aufgebracht. Die Ausschachtung wurde weiter mittels Greifbaggers und Dampfkranes ausgeführt; der ausgehobene Boden wurde, soweit erforderlich, als Beschwerungsmaterial auf die Arbeitsbühne gelagert (Abb. 5).

Dieses Verfahren konnte bis zur völligen Absenkung auf die vorgeschriebene Tiefe durchgeführt werden, wobei jedoch nicht zu vermeiden war, daß der Brunnen erst 36 cm unter der vorgeschriebenen Ordinate zum Stehen kam.

Einige Schwierigkeiten bereitete das Einbringen der Kiesschichten auf der Sohle, was fast 12 m unter Grundwasserspiegel zu geschehen hatte. Nach Einbringung der einzelnen Kiessorten wurden diese jedesmal durch einen Taucher ordnungsmäßig eingeebnet. Bei der Tiefe der Ausschachtung und dem dadurch bedingten starken Auftrieb lag die Gefahr eines Durchbruches der Sohle nicht außerhalb des Bereiches des Möglichen. Das Einbringen des Kieses und der Einbau des Sohlensiebes mußten daher mit ganz besonderer Beschleunigung durchgeführt werden. Das Sohlensieb selbst wurde neben der Baugrube vollständig fertig zusammengebaut und mittels eines Kranes in den Schacht hinabgelassen. Mit seinen 5 m Durchm. und den aufgehenden 10 m langen Befestigungseisen stellte es ein recht sperriges Stück dar, dessen Handhabung reichlich unbequem war.

Das Sinken des Brunnens war nicht immer gleich; es zeigten sich Senkmaße, die zwischen 12 und 80 cm täglich schwankten. Der Brunnen ging auch nicht immer genau senkrecht hinunter. Stärkere Neigung nach einer Seite wurde stets durch entsprechend verstärktes Baggern an der entgegengesetzten Seite wieder ausgeglichen. Zur Kontrolle der Absenkung war in einiger Entfernung von der Baustelle ein Festpunkt angebracht, nach dem die täglichen Nivellements aufgenommen wurden.

Nach Beendigung der Absenkung wurden, um ein bequemes Arbeiten zu haben, unter einem einstweiligen hölzernen Schutzbau zunächst alle Rohrleitungen mit Motoren und Pumpen montiert und erst dann, gleichfalls innerhalb des Schutzhauses, das über dem Gelände sich zeigende Pumpenhaus in Klinkern mit flachem Betondach errichtet (Abb. 6). Nach Erledigung dieser Arbeiten, also etwa acht Monate nach Einstellung der Absenkung, wurde die überraschende Beobachtung gemacht, daß sich der Brunnen noch um weitere 6,2 cm gesetzt hatte. Das Gewicht der eingebauten Rohrleitungen und Maschinen und des Pumpenhauses scheint allein zu gering, um eine solche Wirkung auszuüben. Man muß die Ursache hierfür vielmehr darin suchen, daß nach Inbetriebnahme der Saugleitungen an der Sohle des Brunnens und in deren näherer Umgebung noch ein weiteres Sacken des Bodens stattgefunden hatte, was zu dem nachträglichen erneuten Sinken die Veranlassung gegeben hat. Wenn auch dieses nachträgliche unerwartete Nachsacken des Bauwerkes an sich bedeutungslos ist, so hätte es doch für die mit dem Bauwerk fest verbundenen Rohrleitungen leicht verhängnisvolle Folgen haben können, da große Gefahr des Abbrechens bestand. Durch schleuniges Trennen der durch die Brunnenwandung geführten Rohrstutzen von den in der Erde liegenden Leitungen und Einsetzen von Paßstücken wurde dieser Gefahr begegnet.

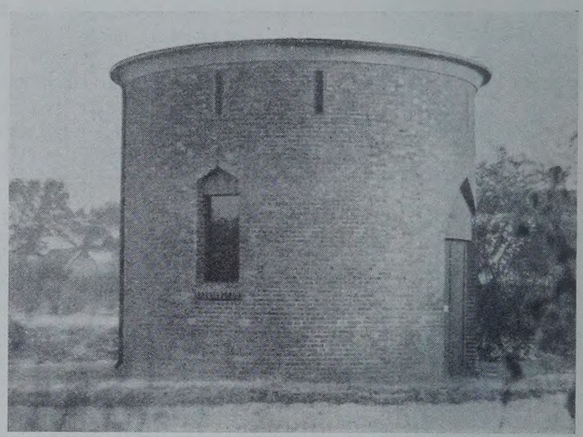


Abb. 6. Das fertige Brunnenhaus mit oberen Entlüftungsschlitzen.

Die Ausführung des jetzt in der Erde steckenden Teiles des Brunnens wurde in der Zeit vom 8. September bis zum 20. November 1927, also innerhalb von etwa zehn Wochen erledigt. Die Kosten des Bauwerks, ohne Rohrleitungen und Maschinen, haben den im Kostenanschlag errechneten Betrag von 39 000 R.-M. nicht überschritten. Die Ausführung geschah durch das Stadtbauamt, wobei die örtliche Bauleitung in den Händen des Stadtingenieurs Junker lag, während die Tiefbaufirma F. Schomburg & Co., Oldenburg, die hauptsächlichsten Arbeiten mit Umsicht und gutem Gelingen erledigte.

Alle Rechte vorbehalten.

Chinesische Gründungsarten.

Von Ingenieur **E. Hunke**, Tientsin (China).

Die nachfolgend beschriebenen Gründungsarten von Gebäuden sind in Nord- und Mittel-China seit altersher gebräuchlich bei jungalluvialem oder aufgefülltem Boden, wenn in absehbarer Tiefe keine tragfähigen Bodenschichten anzutreffen sind. Dies trifft zu für die nordchinesische und mittelchinesische Tiefebene, wo sandige oder kiesige Lagen oft erst in Tiefen von 50 bis 150 m gefunden werden und wo die oberen Erdschichten aus Dammerde, Löß, Lehm, Ton oder Gemischen davon bestehen. Solcher Boden kann einen Druck des Fundamentfußes von höchstens 1 kg/cm² vertragen, dabei sind auch noch ungleiche Setzungen zu befürchten, wenn bei starkem Regen eine Durchfeuchtung des Bodens stattfindet. Nach chinesischem Brauch wird dann das Ziegelfundament auf Stampfkalk, oder besser gesagt, Kalkbeton aufgesetzt. Selbst bei nur geringen Bodenbelastungen durch Hofmauern oder eingeschossige Gebäude ist die Gründung auf Kalkbeton allgemein gebräuchlich, weil hierdurch eine Verbilligung der Gründung erzielt wurde, besonders in älteren Zeiten. Das Ziegelfundament reicht dann meistens nur 25 bis 30 cm unter die Erdoberfläche, selbst wenn die frostfreie Tiefe erst bei 80 cm bis 1 m liegt. Kalkbeton ist ziemlich wasserundurchlässig und daher recht beständig gegen Frost. Es genügt also, wenn der Kalkbeton bis unter die Frostgrenze reicht. — Der Kalkbeton besteht aus etwa 3 R.-T. Kalkpulver und 7 R.-T. Erde, gut gemischt und in einzelnen Lagen in die Fundamentgruben eingebracht und jedesmal sehr gut gerammt.

Der gebrannte Kalk wird in großen Haufen nur soweit mit Wasser übergossen, daß er gerade in feines Pulver zerfällt. Dieses Kalkpulver ist also ein Gemisch aus CaO und CaH_2O_2. Aber auch älteres Kalkpulver, das wohl schon zum Teil aus kohlensaurem Kalk besteht, kann mit Erfolg bei nicht wichtigen Gründungen verwendet werden. Die Erde soll am besten rote oder braune Acker- oder Dammerde sein, aber auch lehmige, tonige und feinsandige Beimischungen sind gut brauchbar, nur muß die Erde ziemlich trocken und feinkrümelig sein. Gegebenenfalls wirft man die Erde durch ein Drahtsieb, um die großen Stücke zu zerkleinern und auszusieben. Reiner Ton oder Erde, die an Luft und Sonne zu festen, harten Klumpen zusammenballt, ist nicht brauchbar. In den meisten Fällen kann hier der Erdaushub der Fundamentgruben unmittelbar wieder verwendet werden. Bei zu feuchtem Boden läßt man die ausgehobene Erde in lockeren Haufen (die gegebenenfalls einmal umgeschaufelt werden) an der Sonne trocknen und zerfallen.

Das Mischen geschieht immer von Hand, und das Mischungsverhältnis 3 : 7 wird fast nie durch Messen in Kasten festgestellt. Eine kleine Abweichung ist in gewöhnlichen Fällen auch ohne große Bedeutung. Die Erfahrung der eingeübten chinesischen Vorarbeiter und die helle Farbe des Mischgutes geben meistens eine gute Gewähr für ein richtiges Mischungsverhältnis. Alle Kalkbetonarbeiten, einschließlich des Erdaushubes, werden von hierin besonders geübten Arbeitern ausgeführt, die von Bau zu Bau ziehend nur diese Arbeiten machen. Gelegentliche Kontrollen des Kalkverbrauches haben ergeben, daß das Mischungsverhältnis immer einigermaßen eingehalten wird. Abb. 1 zeigt eine Fundamentgrube mit dem Erdaushub. Das Kalkpulver wird mit kleinen Körben auf den Erdaushub geschüttet und durch zwei Arbeiter mit der Schaufel durchgearbeitet, so daß das gemischte Gut in die Grube rieselt und dort halbpyramidenförmige Haufen bildet. Größere gelegentliche Erdklumpen rollen auf der Oberfläche nach unten und werden von dem Arbeiter in der Grube entfernt, soweit sie sich nicht durch leichte Schläge mit der Schaufel zerkleinern lassen. In diesen halbpyramidenförmigen Haufen ist das Gut in einzelnen reicheren oder ärmeren Schichten enthalten, bei dem nachherigen Ausbreiten in der Grube wird eine zweite gute Durchmischung vorgenommen. Das ausgebreitete Mischgut wird dann leicht festgetreten, so daß die Lage etwa 25 bis 28 cm dick ist.

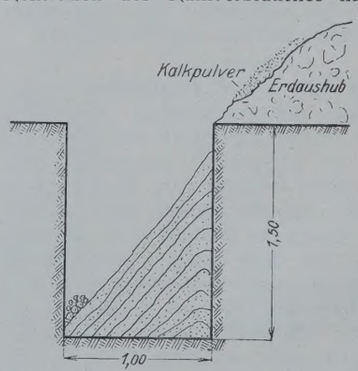


Abb. 1.

Das Rammen geschieht in althergebrachter systematischer Weise mit Holzrammen (Abb. 2) von rd. 7 kg Gewicht. Die Rammfläche hat etwa 10 cm Durchm. Je zwei Mann bedienen eine Ramme, und vier Rammen bilden einen Rammsatz.

3 Paar Arbeiter mit je einer Ramme gehen kurz hintereinander her; sie machen taktmäßig drei schnelle Rammstöße auf derselben Stelle

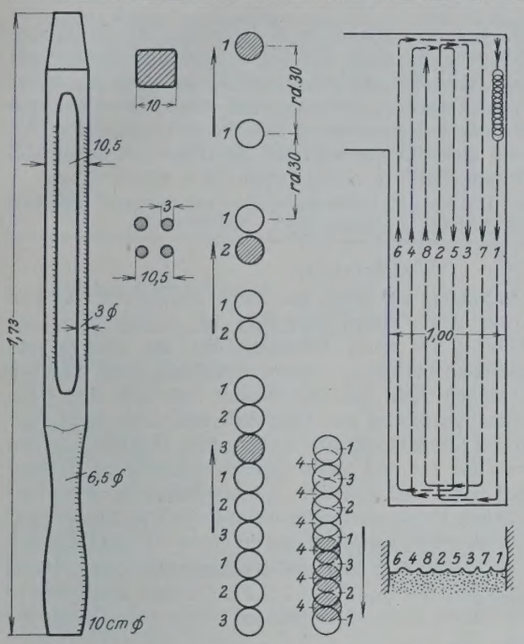


Abb. 2. Abb. 3. Abb. 4.

Abb. 5.

Abb. 6.

und gehen dann einen kleinen Schritt, etwa 30 cm, weiter. Die runden Grübchen berühren sich dann gerade, die vierte Gruppe mit der vierten Ramme führt dreimal je einen Rammstoß auf die Berührungspunkte der runden Gruben aus (Abb. 3). So entstehen tiefe gerammte Rillen, acht solcher Rillen kommen auf 1 m Breite. Abb. 4 zeigt die Reihenfolge der Rillen. Bei den seitlichen Rillen werden die Rammen etwas schief gehalten, so daß der Kalkbeton fest gegen die Wände der Grube gerammt wird. Abb. 5 zeigt drei Gruppen von Arbeitern beim Rammen eines Fundamentes eines kleinen Anbaues an ein bestehendes Gebäude, gerade bei Umkehrung in der Fundamentgrube. Dann wird nochmals nachgerammt mit einer gußeisernen Rammplatte von etwa 44 cm Durchm. Die Platte hat eine ebene Unterfläche, verdickten Rand (4,5 cm) und wiegt 40 kg. An acht durchgezogenen Seilen wird diese Platte 2,3 bis 2,5 m hoch geworfen und mit großer Kraft auf den Kalkbeton heruntergeschleudert. Hierdurch wird der Beton nochmals um 1 bis 2 cm zusammengedrückt und eine ganz ebene Oberfläche erzielt. Abb. 6 zeigt die Arbeit mit der Rammplatte in derselben Fundamentgrube. Abb. 7 zeigt eine Kolonne mit der Rammplatte, hochgeschwungen, bei einer Kalkbetondeckschicht bei einer Kaianlage, Abb. 8 an derselben Stelle mehrere Kolonnen mit der Holzramme und eine Kolonne mit der eisernen Rammplatte während einer kleinen Ruhepause. (Die Leute wollten sich nicht von mir photographieren lassen und stoppten wie auf Kommando die Arbeit.)

Abb. 7.

Die ursprünglich leicht festgetretene Schicht von 26 cm geht beim Arbeiten mit den Holzrammen auf etwa 18 cm herunter und unter der Rammplatte auf 16 bis 17 cm. Dann wird die Oberfläche leicht angenäßt und die zweite Lage aufgebracht. Um eine Fundamenthöhe von 1 m zu erhalten, sind also sechs Schichten notwendig. Die erforderliche Zeit für eine Lage von 1 m Breite und 10 m Länge ist:

Mischen und Ausbreiten	rd. 23 Min.,
Rammen mit der Holzramme	„ 17 „ ,
Rammen mit der Platte	„ 17 „ ,

so daß das ganze Spiel bei 10 m² und acht Mann etwa eine Stunde dauert, und bei sechs Schichten eines 1 m hohen Fundamentes etwa 6 bis $6^1/_2$ Stunden.

Auf 1 m² einer Lage kommen somit 316 Schläge mit der Holzramme und 30 Schläge mit der Rammplatte, auf 1 m³ also rd. 1900 Schläge mit der Holzramme und 180 Schläge mit der Rammplatte.

Die Güte des Kalkbetons hängt ab von dem richtigen Kalkgehalt, der Art der Erde, dem richtigen Mischen und besonders von dem richtigen und genügenden Rammen. Die althergebrachten chinesischen Verfahren haben sich gut bewährt. Unter dem Druck des Gebäudes nimmt die Güte mit den Jahren zu, besonders wenn der Kalkbeton nicht gerade im Grundwasser liegt, aber immer etwas Erdfeuchtigkeit hat, bis der Kalk mit der Erde eine richtige chemische Verbindung eingegangen ist. Jahre alter Kalkbeton läßt sich nur mit scharfer Hacke, manchmal nur mit Eisenkeilen entfernen, ist im Innern ganz trocken und hat muscheligen Bruch, eine helle Farbe; etwas größere Kalkstückchen sind als feine weiße Punkte noch deutlich zu erkennen.

Die Chinesen haben Kalkbeton seit undenklichen Zeiten angewandt für Fundamente für Gebäude, Hofmauern, als Unterlage für Steinfreitreppen, als Kerne für Erddämme, zum Abdecken von Erddämmen in 30 bis 45 cm dicken Schichten, besonders wo die Dammoberfläche dem Wellenschlag ausgesetzt ist. Die große chinesische Mauer und die großen Stadtmauern (oft in 8 bis 15 m Dicke) bestehen aus Stampfkalk, der in beiderseitige Ziegelmauern von 70 bis 100 cm Dicke eingestampft ist. Vielfach, wo die Ziegelschale schon zerstört ist, hält der Kalkbetonkern noch gut aus mit fast senkrechten Wänden. Bei geeigneter nicht sandiger Erde ist der Kalkbeton fast wasserundurchlässig; er eignet sich also gut für Kernmauern bei Dämmen, Hinterfüllung von Spundwänden usw.

Abb. 8.

Die europäischen Architekten und Ingenieure hier haben den Stampfkalk, oder Kalkbeton, übernommen und wenden ihn auch fast allgemein für moderne Hoch- und Tiefbauten an. Abb. 9 bis 15 zeigen einige Anwendungen.

Derartige Beispiele der Anwendung von Kalkbeton bei ausgeführten Hoch- und Tiefbauten ließen sich beliebig vermehren; die angeführten genügen aber, um die weite Anwendungsmöglichkeit des Kalkbetons zu erklären.

Die Kosten des Kalkbetons in Tientsin einschl. Unternehmergewinn sind etwa 5,60 R.-M./m³ bei einem Preise des gebrannten Kalkes von 18 R.-M./1000 kg frei Baustelle. Für 1 m³ Kalkbeton sind hier fünf Arbeiterstunden und drei Hilfsarbeiter für Begießen des Kalkes, Durchsieben der Erde notwendig, bei einem Preise von 0,16 R.-M./Arbeitsstunde. Die niedrigen Löhne in China spielen gewiß eine große Rolle; in Ländern mit wesentlich höheren Löhnen ließe sich aber die Handarbeit durch Druckluftrammen ersetzen; es müßte natürlich der ganze Rammvorgang etwas verändert werden. Der Kalk kann zweitklassig sein, der z. B. für Putzarbeiten nicht mehr brauchbar wäre.

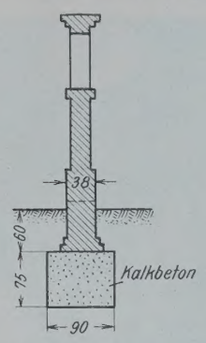


Abb. 9. Hofmauer.

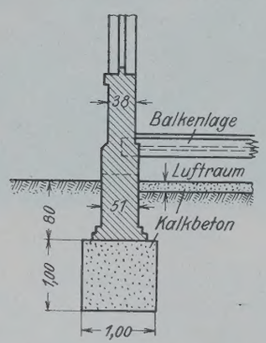


Abb. 10. Fundament eines Wohngebäudes ohne Keller. Hier eine 15 cm dicke Kalkbetonschicht unter der Balkenlages des Erdgeschosses, um die Erdfeuchtigkeit vom Holze abzuhalten.

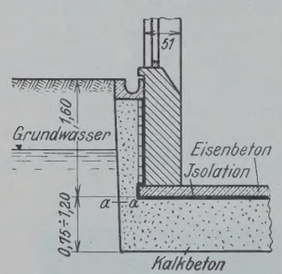


Abb. 12. Fundament eines Gebäudes mit Keller bei Grundwasserandrang.

Unter der Eisenbetonsohle, die gegen Grundwasserdruck bewehrt ist, liegt eine kräftige Kalkbetonschicht, die im Trockenen gerammt ist bei ausgepumpter Baugrube, unter dem ganzen Gebäude. Auf der glatten Oberfläche läßt sich die Isolation gegen Wasser gut aufbringen, ehe die Eisenbetonsohle gestampft wird. Die ganze Baugrube ist, den Außenmauern entlang, mit Kalkbeton vollgestampft, wobei darauf zu achten ist, daß der Anschluß bei $a-a$ gut ausgeführt wird. Der Kalkbeton hat also hier noch als besonderer Schutz gegen Wasserandrang zu dienen.

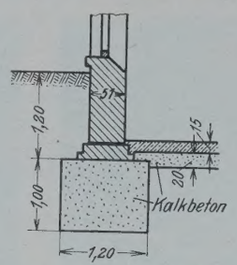
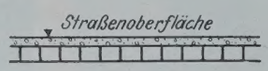


Abb. 11. Fundament eines Gebäudes mit Keller und 15 cm Kalkbetonunterlage für den Kellerfußboden.



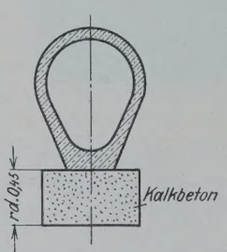


Abb. 13. Kalkbeton als Unterlage für ein Zement-Kanalisationsrohr.

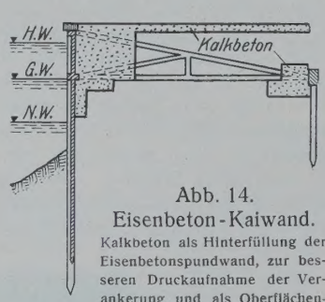


Abb. 14. Eisenbeton-Kaiwand.

Kalkbeton als Hinterfüllung der Eisenbetonspundwand, zur besseren Druckaufnahme der Verankerung und als Oberflächenschutz gegen mechanische Beschädigung und gegen Eindringen des Regenwassers.

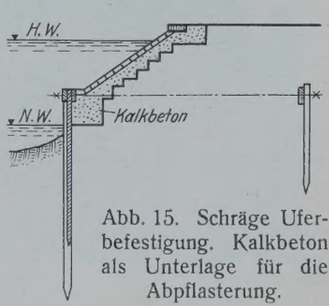


Abb. 15. Schräge Uferbefestigung. Kalkbeton als Unterlage für die Abpflasterung.

Die Erfahrung hat gezeigt, daß bei gutem Kalkbeton der Druck des verbreiterten Ziegelfußes der Mauer 2 kg/cm² oder etwas mehr betragen darf, während der Erdboden 1 kg/cm² unmittelbar nicht hätte tragen können. Der Druck der unteren Kalkbetonschicht gegen die Erde ist hierbei aber über 1 bis 1,5 kg/cm², was ein scheinbarer Widerspruch ist. Es ist aber zu bedenken, daß beim Rammen einer 1 m hohen Schicht Kalkbeton, der in einzelnen Lagen fest gegen das anliegende Erdreich gerammt ist, dieses anliegende Erdreich zum Tragen mit herangezogen wird. Der Kalkbeton ist gewissermaßen ein dicker Bogen, der in das Erdreich eingespannt ist. Außerdem ist durch die dicke Kalkbetonschicht der Druck auf tiefere und tragfähigere Schichten gebracht.

Noch eine zweite, in China viel gebräuchliche Gründungsart mag von Interesse sein, es sind dies die sogenannten

Kalkpfähle.

Oft trifft man, besonders bei Land, das durch das Schwemmsystem mittels Baggergutes aus den Flüssen aufgefüllt ist, in der Tiefe der Fundamentsohle auf 1 bis 5 m dicke Schichten, die aus tonigen und feinstlehmigen Bestandteilen bestehen. Solche Schichten sind ziemlich wasserundurchlässig, saugen sich aber mit Wasser voll und sind dann gummiartig weich. Diese Schichten sind eigentlich überhaupt nicht tragfähig; beim Begehen der Fundamentgrube weicht diese Bodenschicht zäh gummiartig unter dem Fuße aus und quillt sogleich wieder hoch. Tieferer Aushub ist unmöglich ohne beiderseitige Spundwände, da sonst der weiche Boden in die tiefere Fundamentgrube hineingleiten würde, und das ganze umliegende Gebiet würde einsinken wie in einem Bergwerksgebiet.

Bei schwereren Gebäuden hilft hier nur das Eintreiben von Pfählen bis in den alten tragfähigen Boden. Aber bei Flachbauten und leichten Gebäuden kann man diese teure Gründungsart sparen und durch die „Kalkpfähle“ ersetzen.

In die weiche Schicht wird ein konischer Holzpfahl etwa 1 m tief eingetrieben und dann unter drehender und kreisender Bewegung herausgezogen, so daß sich ein trichterförmiges Loch bildet, das allerdings bald wieder zuquillt, je nach der Weichheit des Bodens. Sofort werden größere Stücke ungelöschten Kalkes in dieses Loch geworfen und gut eingerammt unter beständigem Nachwerfen von Kalkstücken, bis das Loch wieder gefüllt ist. Es entsteht also gewissermaßen ein pfahlähnliches Gebilde von Kalkstücken innerhalb der weichen Schicht. Ein solches Loch nimmt, je nach der Art des Bodens, 40 bis 80 kg ungelöschten Kalk auf. Der Kalk saugt dann innerhalb weniger Stunden fast alles Wasser aus dem umliegenden Erdreich auf, so daß im Durchmesser von rd. 1 m das Erdreich hart wird und sich mit der obengenannten eisernen Rammplatte abrammen läßt, ohne zu erzittern, nachzugeben oder Risse zu bekommen. Solche Kalkpfähle werden dann reihenweise in den Fundamentgruben hergestellt, als ob Holzpfähle eingerammt würden, und zwar so dicht, daß sich die Einflußzonen des Kalkes gut überdecken, also etwa 3 Kalkpfähle auf 1 m².

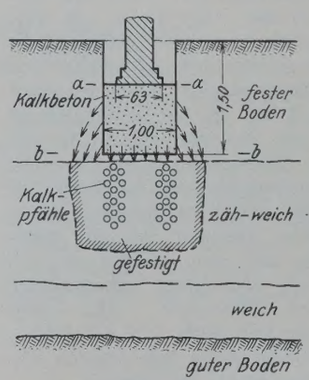


Abb. 16.

Ist die Erhärtung soweit fortgeschritten, daß man einen Sondierstab nicht mehr oder nur mit größter Mühe einstoßen kann, oder daß man mit der eisernen Rammplatte abrammen kann, so wird sofort mit dem Einbringen der ersten Schicht des Stampfkalkes (Kalkbetons) begonnen. Abb. 16 zeigt die wahrscheinliche Druckverteilung im Boden.

Schon seit Jahren auf solchem Boden stehende Gebäude haben in der Schicht $a-a$ (Abb. 16) einen gleichmäßig gerechneten Druck des 63 cm breiten Ziegelfußes gegen Kalkbeton von rd. 1,4 kg/cm², und in der Schicht $b-b$ (ohne das Gewicht des Kalkbetons zu berücksichtigen) einen gleichmäßigen Druck von rd. 0,9 kg/cm² auf der 1 m breiten Berührungsfläche des Kalkbetons gegen den durch die Kalkpfähle befestigten Boden. In Wirklichkeit ist dieser Druck wohl kleiner, da das umliegende Erdreich mitträgt und den Druck auf größere Flächen verteilt. Die Fundamente der Gebäude schwimmen gewissermaßen auf dem elastisch-weichen Untergrunde.

Alle Rechte vorbehalten.

Die russischen Vorschriften für hölzerne Eisenbahnbrücken.

In Deutschland dürfte zwar der Bau von Eisenbahnbrücken aus Holz selbst für Notbrücken nur noch in Ausnahmefällen vorkommen, es wird aber trotzdem lehrreich sein, die Erfahrungen in den Ländern zu verfolgen, wo solche Brücken noch eine größere Rolle spielen.

In Rußland sind während des Krieges und der darauffolgenden inneren Kämpfe zahlreiche Eisenbahnbrücken zerstört und in vielen Fällen zunächst durch hölzerne Brücken ersetzt worden. Diese Holzbrücken zeichnen sich zum Teil durch geradezu mustergültige Konstruktion und eine oft staunenswert saubere Arbeit aus. Es dürfte auch kaum ein zweites Land geben, in dem man jetzt noch so reiche Erfahrungen im Bau von hölzernen Brücken hat, wie in Rußland. Die technischen Bedingungen für den Bau

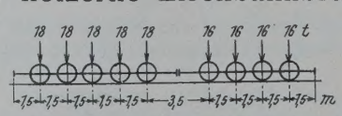


Abb. 1. Die Lokomotive des leichten russischen Lastenzuges „O“ von 1925.

hölzerner Brücken vom 19. Mai 1925 können als der Niederschlag dieser Erfahrungen angesehen werden und sollen deshalb im Auszuge mitgeteilt werden.[1])

Als Belastung sollen die schwersten auf der betreffenden Strecke ver-

[1]) Mit freundlicher Erlaubnis des Verfassers entnommen der Beilage zu den Tabellen für das Entwerfen von Brücken von Prof. E. O. Patton, Kiew 1924 (russisch).

kehrenden Züge, mindestens aber die in Abb. 1 dargestellte Lokomotive des leichten russischen Lastenzuges „O" für Nebenstrecken angenommen werden, gefolgt von einer einseitig angehängten Zuglast von 7 t für 1 lfd. m. Sollte außerdem zu erwarten sein, daß schwerere Achslasten als 18 t auf der Brücke verkehren werden, so ist der Übergang von zwei Achsen mit 1,5 m Abstand und dem höchsten zu erwartenden Achsdruck ohne Spannungserhöhung bei im übrigen unbelasteter Brücke zu untersuchen.

Als zulässige Spannungen gelten die Werte der folgenden Zusammenstellung:

Zulässige Beanspruchungen in kg/cm².

Art der Beanspruchung	Kiefer mittlere Qualität	Kiefer beste Qualität	Eiche mittlere Qualität	Eiche beste Qualität
In Richtung der Faser:				
Zug	110	130	135	160
Druck	70	85	85	100
Abscheren	12	14	14	16
Biegung (Zug und Druck)	80	95	105	125
Schub bei Biegung	20	25	25	30
Druck auf Hirnholz	50	60	60	70
Quer zur Faser:				
Abscherung	30	35	55	65
Abscherung für Dübel aus Eiche	—	—	50	60
Druck auf eine Breite > als die Hälfte des Holzes	25	30	35	40
Druck auf eine Breite ≦ als die Hälfte des Holzes	35	40	45	55

Bei Berücksichtigung gleichzeitiger Wirkung des Windes und der Verkehrslast dürfen die Beanspruchungen um 15% erhöht werden. Für frisch gefälltes Holz, bei Bauten unter Wasser oder wo die Feuchtigkeit über 20% beträgt, sind die Beanspruchungen um 20% herabzusetzen. Für Bauten zu vorübergehenden Zwecken und für Brücken, deren Benutzung nicht mehr als 3 Jahre dauern soll, dürfen die Beanspruchungen um 20% erhöht werden, für Montagegerüste um 40%.

Für Druck schräg zur Faserrichtung gelten die folgenden Werte (Zwischenwerte geradlinig einzuschalten):

Winkel zwischen der Kraftrichtung und der Richtung der Fasern	0	15	30	45	60	75	90 Grad
Kiefer mittlerer Güte	50	42	35	31	28	26	25 kg/cm²
„ bester „	60	48	40	36	33	31	30 „
Eiche mittlerer „	60	51	45	41	38	36	35 „
„ bester „	71	58	50	46	43	41	40 „

Abb. 2 zeigt diese Werte als Polstrahlen in der jeweiligen Kraftrichtung mit der Wagerechten als Faserrichtung. Zum Vergleiche sind die Werte eingetragen, die sich für Eichenholz nach der Reichsbahn-Vorschrift ergeben, und die Werte, die der bekannten Parabel von Jackson[2]) entsprechen, wenn man die Werte der Vorschrift $\sigma_{\parallel} = 100$, $\sigma_{\perp} = 35$ einsetzt.

Die zulässige Beanspruchung auf Knicken ist gleich der zulässigen Grundbeanspruchung auf Druck $R = 70$ kg/cm², multipliziert mit einer Zahl φ, die die folgenden Werte hat. Setzt man statt des Abminderungsbeiwertes φ den Wert $\frac{1}{\varphi} = \omega$ ein, so ergeben sich die in der Zusammenstellung angegebenen Werte für ω, die einen leichteren Vergleich mit den zurzeit bei uns durch die vorläufigen Bestimmungen für Holztragwerke der Reichsbahn eingeführten Werte gestatten.

[2]) Vergl. Jackson, Ingenieur-Holzbau, S. 34 (Stuttgart 1921).

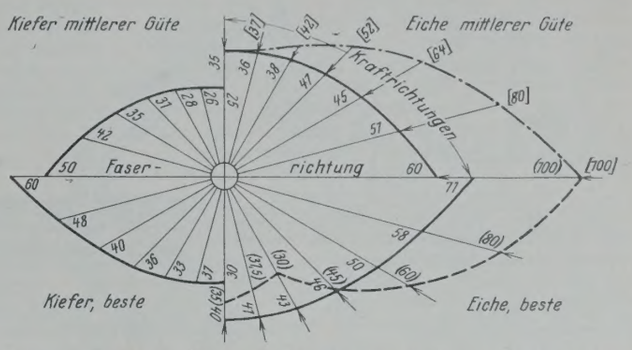


Abb. 2. Zulässige Druckbeanspruchung schräg zur Faserrichtung nach der russischen Vorschrift ———, nach der Reichsbahnbestimmung für Nadelholz – – – und nach der Parabel von Jackson —·—·—.

$\lambda = \frac{s_K}{i}$	5	10	20	30	40	50	60	70
φ	0,966	0,931	0,862	0,793	0,724	0,655	0,586	0,517
$\omega = \frac{1}{\varphi}$	1,03	1,07	1,16	1,27	1,39	1,52	1,70	1,92
$\lambda = \frac{s_K}{i}$	80	90	100	110	120	130	140	150
φ	0,448	0,379	0,310	0,256	0,215	0,184	0,158	0,138
$\omega = \frac{1}{\varphi}$	2,22	2,63	3,23	3,85	4,55	5,55	6,25	7,14

Dabei ist als Knicklänge s_K je nach dem vorliegenden Befestigungsfall $s_K = 0{,}5\,l$, $s_K = 0{,}75\,l$, $s_K = l$ oder $s_K = 2\,l$ zu wählen. Zum besseren Vergleich sind die Werte ω in Abb. 3 einander gegenübergestellt.

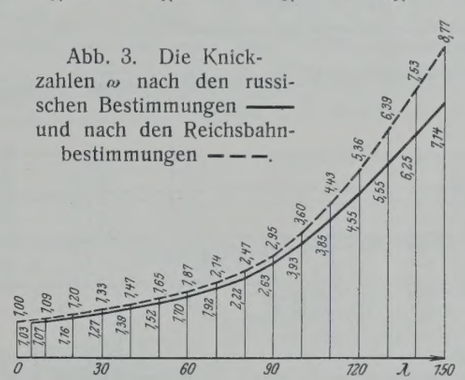


Abb. 3. Die Knickzahlen ω nach den russischen Bestimmungen ——— und nach den Reichsbahnbestimmungen – – –.

Bei der Berechnung von Pfahljochen und Rammpfählen sind die Grundbeanspruchungen für Kiefer auf 50 und 60 kg/cm² je nach Güte des Holzes herabzusetzen.

Eisenbahnschwellen sind auf Biegung zu berechnen ohne Rücksicht auf die Verteilung der Belastung durch die Schiene. Auf die Möglichkeit einer Entgleisung ist keine Rücksicht zu nehmen. Die zulässigen Beanspruchungen sind:

Zulässige Beanspruchungen von Schwellen in kg/cm²	Kiefer mittlerer Güte	Kiefer bester Güte	Eiche mittlerer Güte	Eiche bester Güte
Zug- und Druckspannungen	110	130	140	170
Schubspannungen	28	34	35	42

μ.

Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 24. Dezember ausgegebene Heft 24 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Neubau des Reformrealgymnasiums St. Ingbert. — Zwei Häuser am Stadtpark Schöneberg. — Oberingenieur Ebert: Stahlmöbel und ihre Verwendung. — Dr. Delius: Richtlinien über die Anlage von Zeichensälen in Volks- und höheren Schulen. — Dr. P. Martell: Über Hausschwamm.

Berliner Bezirksverein deutscher Ingenieure. Am Mittwoch, den 9. Januar 1929 spricht in der Technischen Hochschule Charlottenburg, Saal 301, um 7,30 Uhr abends Dr. Hans Wolff, Berlin, über „Neuere Fortschritte zum Schutze von Ingenieurerzeugnissen durch Anstrich".

Der Vortragende wird behandeln: Arten der Anstriche — Vorgänge beim Trocknen — Verhinderung von Korrosion durch Anstriche — Eigenschaften verschiedener Anstriche und deren Prüfung — Neuere Lackierverfahren.

Neubau eines Dükers durch den Aire-Kanal. Der Aire-Kanal wird von zahlreichen Zuflüssen der Lys gekreuzt, deren Spiegel unter dem der Kanalhaltung liegt und die den Kanal mit Heberbauwerken überschreiten. Durch diese Bauwerke wird der Kanalquerschnitt sehr verengt und die Schiffahrt behindert. Da auf dem Aire-Kanal, der einen Teil des Schiffahrtweges von Dünkirchen nach Paris bildet, der Verkehr von Schiffen großer Ladefähigkeit geplant ist, mußten diese Engpässe beseitigt werden. Über diese Arbeit berichtet Ing. M. Hédny in den Annales des Ponts et Chaussées, Partie Technique, Mai-Juni-Heft 1928. Allgemein wurden an Stelle der Heber Düker vorgesehen, die ganz in das Kanalbett versenkt wurden. Anfangs wurden die Düker in zwei Teilen zwischen Fangedämmen hergestellt, die jeweils bis zur Kanalmitte reichten und wasserdicht miteinander verbunden wurden. Da der Untergrund sehr schlecht war (Triebsand), machte die Verbindung der Teile Schwierigkeiten. Man setzte daher später die Düker aus genieteten eisernen Röhren zusammen, die nach ihrer Fertigstellung versenkt wurden. Doch stellten sich diese sehr teuer, auch fürchtete man, daß das Eisen durch die Abwässer der Hüttenwerke angegriffen würde.

Bei der Kreuzung des Kanals mit der Busnes wurde deshalb ein Düker aus Eisenbeton erbaut.

Das neue Bauwerk (Abb. 1) wurde 65 m von dem bestehenden entfernt angelegt. Es besteht aus drei kreisförmigen, dem Kanalquerschnitt entsprechend geknickten Eisenbetonrohren von 1,85 m Durchm. Die äußeren wagerechten Teile erhielten elliptischen Querschnitt mit senkrecht

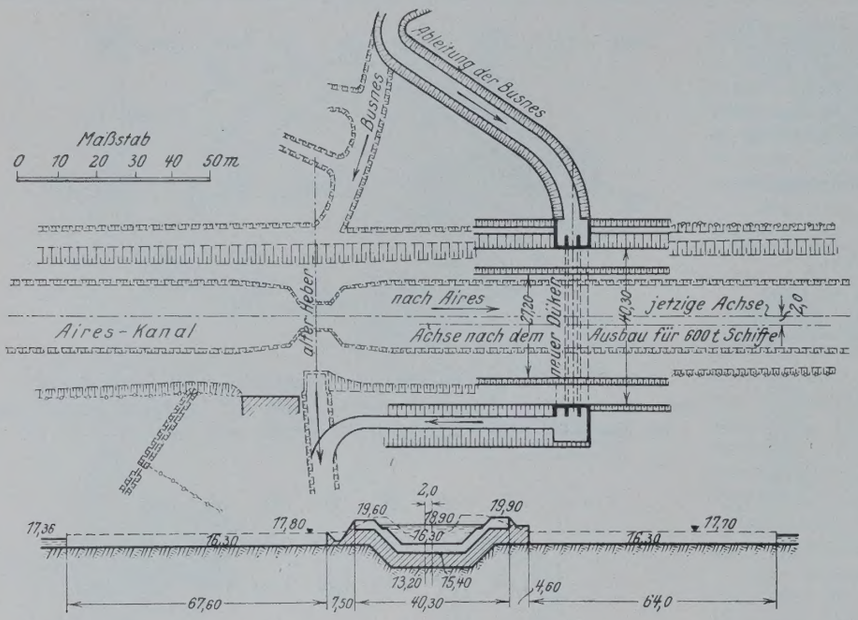


Abb. 1.

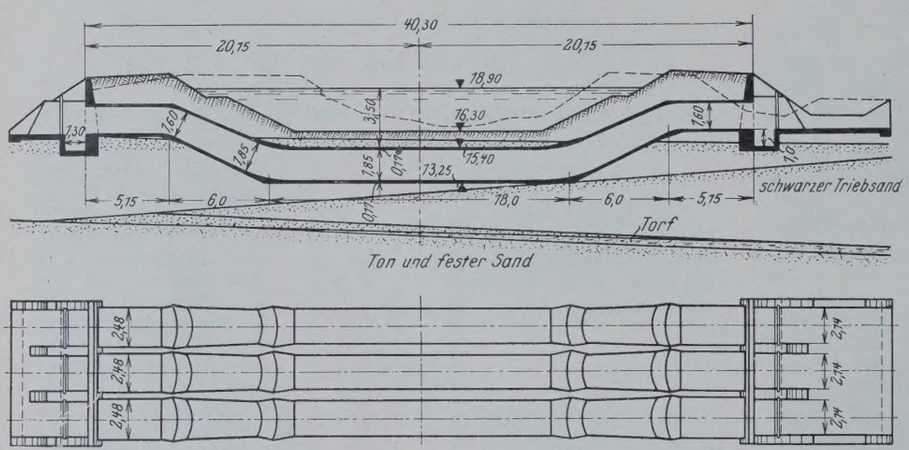


Abb. 2.

stehender kleiner Achse, der so bemessen war, daß sein innerer Umfang gleich dem des kreisförmigen Querschnitts war. Es wurde dadurch eine Verminderung der Gründungstiefe dieser Teile erreicht. Am Auslaß des Dükers sind beiderseits Schlammfänge vorgesehen. Außerdem sind hier

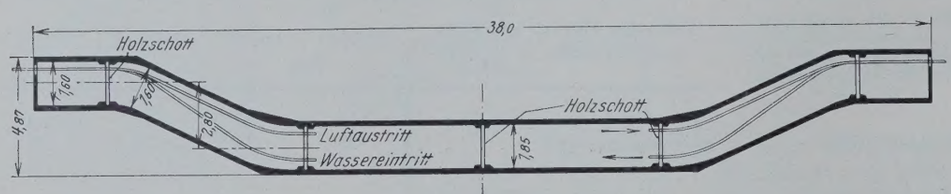


Abb. 4.

Dammbalkenverschlüsse vorgesehen, um die Rohre reinigen zu können. Die Ausbildung der Rohre geht aus Abb. 2 hervor.

Die Rohre wurden auf einem neben dem Kanal gelegenen Werkplatze hergestellt, der durch einen vorübergehend errichteten Deich mit dem Kanaldeich eine abgeschlossene Baugrube bildete. Ihre Sohle lag 2 m unter dem Spiegel der Kanalhaltung und wurde mit Magerbeton gedichtet. Die Abmessungen der Baugrube betrugen 13 × 44 m, so daß die Rohre im ganzen hergestellt werden konnten. In ähnlicher Weise wurde auf dem linken Ufer ein Bauplatz für die Herstellung des dortigen Landungsbauwerks geschaffen (Abb. 3).

Die Dükerrohre wurden aus Eisenbeton in hölzerner Schalung hergestellt, die auf einem Bett aus Eichenbohlen aufruhte. Bei Ermittlung der Abmessungen und der Bewehrung wurden mehrere Belastungsumstände berücksichtigt, und zwar 1. größter Innendruck: die Dükerrohre sind gefüllt, während gleichzeitig der Kanal leer ist; 2. größter Außendruck: die Dükerrohre sind leer und von außen durch Eigengewicht, Kanalbett und Wasserdruck belastet.

Versuche ergaben für den Beton als zweckmäßigste Mischung: 400 kg Portlandzement, 100 kg Traß, 0,3 m³ Sand und 0,9 m³ Kies. Der Wasserzusatz wurde so bemessen, daß die Patzenprobe ein Einsinken von höchstens 0,10 m ergab. Die Betonierung beanspruchte etwa fünf Wochen.

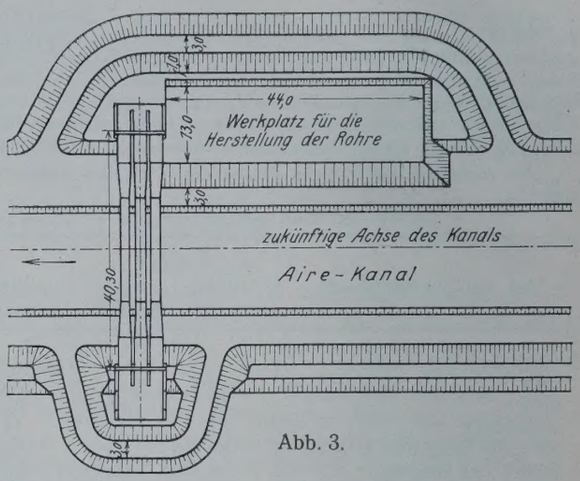


Abb. 3.

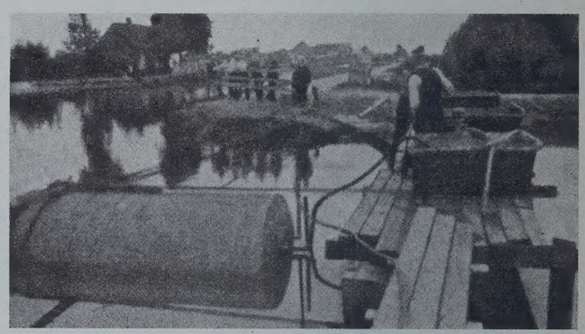


Abb. 5.

Abb. 6.

Die Rohre erhielten eine innere und äußere 2 cm starke Dichtungsschicht aus Betonmörtel, der aus 600 kg Portlandzement, 100 kg Traß und 1 m³ Flußsand bestand. Nach der Herstellung wurden die Rohre durch Betondeckel vorübergehend geschlossen.

Nachdem sie abgebunden und erhärtet waren, wurde der Bauplatz durch Durchstechen des Flußdeiches unter Wasser gesetzt, so daß die Rohre aufschwammen und an die Versenkungsstelle geschleppt werden konnten. Diese war vorher durch Bagger so vertieft worden, daß die Oberkante der versenkten Rohre 3,50 m unter dem Spiegel der Kanalhaltung lag. Ferner wurde der Boden der Baggerrinne mit einer 15 cm starken Sandschicht abgedeckt, um eine gleichmäßige Auflagerung der Rohre zu gewährleisten.

Für den Versenkungsvorgang waren die Rohre durch hölzerne Querschotten in sechs Teile getrennt, um zu verhindern, daß das als Ballast benutzte Wasser zu große Bewegung und Pendeln der Rohre verursachte. Ein Teil des Ballastes bestand übrigens aus Kies. In das Innere der Rohre wurden zwei Röhren eingeführt, von denen die untere zum Wasserzufluß, die obere zum Entweichen der verdrängten Luft diente (Abb. 4).

Das Wasser wurde durch Handpumpen mit einer Leistung von 5 m³/Std. eingedrückt. Mit zunehmender Belastung versank der mittlere wagerechte Teil, so daß schließlich die gewollte aufrechte Lage der Rohre nach einer Belastung mit 24 t Wasser erreicht war. Zur weiteren vollständigen Absenkung (Abb. 5 u. 6) waren 34 t Wasser erforderlich.

Durch den geschilderten Bauvorgang wurde die Schiffahrt kaum behindert, da das Versenken nur 5 bis 7 Stunden erforderte und die Restarbeiten, Wiederherstellung der Deiche und Verbindung der Dükerrohre mit den beiderseitigen Landungsbauwerken, ohne Störung durchgeführt werden konnten.

Lp.

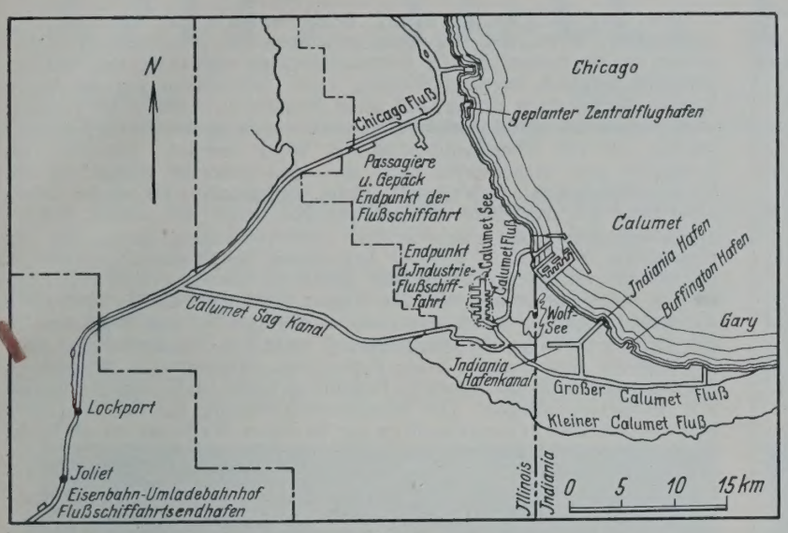


Abb. 1.

Die geplanten Erweiterungen der Häfen von Chicago und Calumet. Nach einem Bericht in „The Dock and Harbour Authority" 1928, Nr. 92, Juni, zwingt der stetig wachsende Verkehr zu einer Erweiterung der vorhandenen Anlagen. Der bisherige Versuch, den gesamten Schiffsverkehr im Herzen der Stadt auf dem Chicago-Fluß zu sammeln, hat einmal zu Unzuträglichkeiten zwischen den Interessen des Verkehrs auf dem Fluß und denen des Landverkehrs über die Flußbrücken geführt. Erweiterungen sind nicht mehr möglich, und der Plan, die gesamten Hafenanlagen abseits der Stadt zu verlegen, erschien mit Rücksicht auf

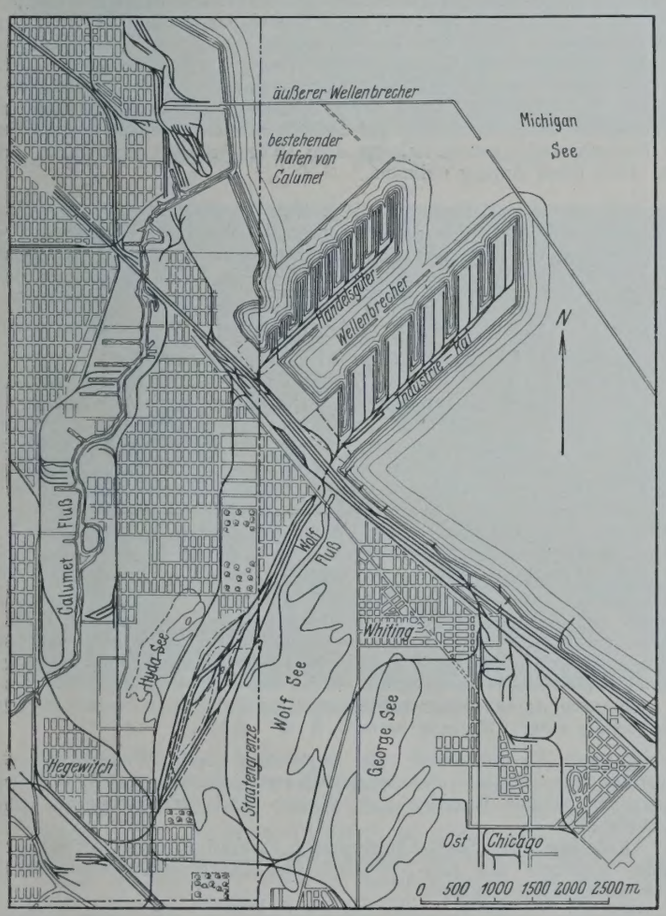


Abb. 2.

die wirtschaftliche Ausnutzung des Hafens in den ersten Jahrzehnten nicht angebracht. Die großzügigen Erweiterungen werden nunmehr von einer aus staatlichen, städtischen und privaten Vertretern gebildeten Kommission unter einheitlichen, das Gesamtinteresse beachtenden Gesichtspunkten durchgeführt.

Bis zum Jahre 1916 wurde nur der Chicago-Fluß zu Hafenzwecken ausgebaut. Der Ausbau begann 1827 mit dem Bau des Illinois-Michigan-Kanals, der den Chicago-Fluß mit dem Illinois-Fluß verband, aber erst 1848 vollendet wurde. 1836 und etwas später wurden die ersten Kais am Flußufer vom Staat und von der Stadt errichtet. 1867 wurde in Verbindung mit einer Erweiterung der Nordkais die erste Helling errichtet. 1870 hatte der Verkehr mit 12 000 Schiffen in den Sommermonaten eine Höhe erreicht, die zur Anlage eines Ankerbeckens für die wartenden Schiffe zwang. 1889 wurde der äußere Wellenbrecher zum Schutz wartender Schiffe errichtet. Damit begann der Aufschwung des Verkehrs, der 1889 einen Warenumsatz von 10 Mill. t ergab. Dann wurde die Flußtiefe auf 4,6 m erhöht, die von 1896 bis 1899 auf 4,9 m vergrößert wurde. Damit war wegen der damals schon vorhandenen Tunnel unter dem Flußbett eine weitere Vertiefung zunächst unmöglich. Die Tunnel wurden nach und nach durch neue, tiefer liegende ersetzt, und in der Zeit von 1907 bis 1914 wurde die Flußtiefe auf 6,4 m vergrößert. Trotz dieser Anstrengungen sank der Handel ständig bis auf 5 Mill. t im Jahre 1907. Erst in den Jahren von 1911 bis 1916 wurde mit einem Kostenaufwande von 4 000 000 $ von der Stadt der erste am See liegende Kai erbaut, zu dessen Schutz der Staat einen Wellenbrecher errichtete, der 3 500 000 $ kostete. In ähnlicher Weise entwickelten sich die Hafenanlagen von Calumet. Im Jahre 1870 wurde dem Calumet-Fluß eine neue Mündung geschaffen, die auf beiden Seiten mit Kais versehen wurde. 1882 wurde ein Wellenbrecher zum Schutze der Schiffe errichtet, die vorhandene Kailänge um 1500 m verlängert und die Wassertiefe auf 4,9 m vertieft, die von 1896 bis 1912 auf der ganzen Kanallänge auf 6,4 m vergrößert wurde. Mit der Vollendung der Hafenanlagen im Jahre 1923 stieg der Warenverkehr ständig, und mit der Vollendung des Illinois- und des St.-Lawrence-Wasserweges, von denen der letztere den unmittelbaren Verkehr von Ozeanschiffen ermöglicht, wird mit einer weiteren Steigerung gerechnet. Alle neuen Anlagen sollen am Michigan-See selbst liegen, und der Verkehr soll in einzelne an sich erweiterungsfähige Bezirke aufgeteilt werden, um je nach Art der Warenbewegung die beste Verbindung von Land- und Seeweg zu erreichen. Die Erweiterungen sollen, wie Abb. 1 zeigt, an der Mündung des Chicago-Flusses, am See selbst zwischen 16. und 17. Straße, und am alten Zugang des Wolf-Sees südlich der Mündung des Calumet-Flusses errichtet werden.

Die Verladung industrieller Waren und der Großgüter soll zunächst nur auf den Anlagen am Calumet-Fluß und am Indiania-Hafenkanal stattfinden, die beide noch in der Lage sind, den wachsenden Bedürfnissen der nächsten Jahre zu genügen. Da die Bewältigung des Verkehrs nicht sosehr von der Länge der Uferkais, sondern in erster Linie von der Breite des Schiffahrtweges abhängt, so werden, sobald die bestehenden Anlagen nicht mehr genügen, am Seeufer oberhalb des alten Zugangs

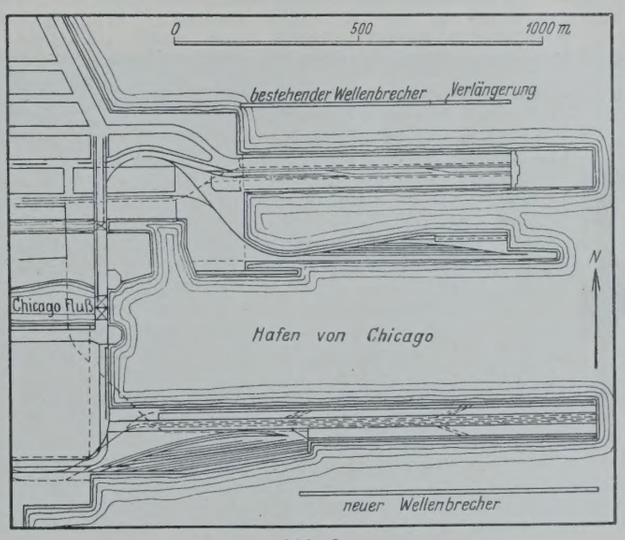


Abb. 3.

zum Wolf-See die neuen Kais in den Michigan-See hineingebaut und zum Schutze gegen Stürme mit einem großen Wellenbrecher versehen (Abb. 2).

Um dem Teil der industriellen Waren und Großgüter, der auf Flußschiffen herangebracht wird, Rechnung zu tragen, wird der große Calumet-Fluß reguliert, verbreitert und auf die Tiefe des Indiania-Hafenkanals gebracht. Für neue Fabriken soll das Gelände des Calumet-Sees bereit gehalten werden, der dann mit Kais versehen und mit dem Calumet-Fluß verbunden wird (Abb. 3).

Gleichzeitig sollen dann dort die nötigen Eisenbahnanlagen geschaffen werden. Um ferner den Flußschiffsverkehr für derartige Waren zwischen Chicago-Fluß und dem Calumet-Bezirk zu ermöglichen, wird der Calumet-Sag-Kanal erweitert und so die Verbindung zwischen Calumet-See, Calumet-Fluß zum Chicago-Drainage-Kanal und dem Chicago-Fluß ausreichend ausgebaut. Der übrige Warenverkehr wird zunächst dem Stadtzentrum am nächsten gehalten durch die Errichtung der neuen Kais am Michigan-See an der Mündung des Chicago-Flusses. Dort soll auch der Personenverkehr zentralisiert werden, und dort sollen auch später die durch den Lawrence-Kanal kommenden Ozeandampfer anlegen. Die neuen Kais

werden durch Straßen, Eisenbahnstränge und Tunnel mit dem Ufer verbunden. Falls die hier zu errichtenden Anlagen nicht ausreichen, sollen dann noch im neuen Calumet-Hafen weitere Kais nördlich von den Industriekais errichtet werden (Abb. 4).

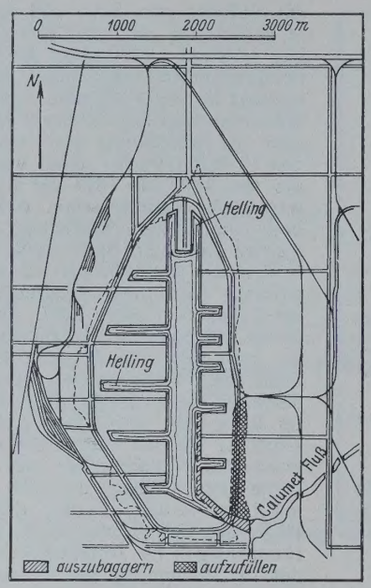


Abb. 4.

Diejenigen Flußschiffe, die allgemeine Waren auf dem Wege von den Seen und Kanälen zum Golf bringen, werden einem in der Nähe der Crawford-Avenue neu zu errichtenden, am Chicago-Drainage-Kanal liegenden Endhafen zugeleitet (Abb. 1), der mit ausreichenden Schienenverbindungen zum Anschluß an die bestehenden Eisenbahnlinien versehen wird. Dieser Hafen ist dann auch in ausreichender Weise mit den übrigen Häfen durch die entsprechenden Kanäle verbunden, um im Bedarfsfalle die Durchgangswaren weiterzuleiten. Wenn nötig, sollen auch die Anlagen am Calumet-See dem allgemeinen Warenverkehr mit Flußschiffen zugänglich gemacht werden. Falls ferner der Umschlagverkehr von der Bahn zum Schiff von Norden nach Osten noch mehr ansteigt, soll ein neuer Umschlaghafen am Joliet-See unterhalb der Stadt Joliet am Des-Plaines-Fluß errichtet werden (Abb. 1).

Der neue Plan schließt den Verkehr der mit festen Masten versehenen Seeschiffe auf den alten Flußhäfen aus. Die Seeschiffe laufen lediglich die neuen Seehäfen an. Von dort werden die Waren entweder auf Flußschiffe oder auf die Eisenbahn verladen. Damit ergibt sich für den übrigen Warenverkehr eine wesentliche Erleichterung insofern, als die bisher allgemein verwendeten Drehbrücken über den Chicago-Fluß durch feste Brücken ersetzt werden können. Der Flußhafenverkehr wird wesentlich erleichtert, die Umlademöglichkeit vergrößert und die Liegezeit vermindert. Der Eisenbahnverkehr, der ebenfalls bisher über die Drehbrücken ging, wird ebenfalls bei Verwendung fester Brücken wesentlich erleichtert und die Leistung gesteigert. Mit der Ausführung der Pläne soll sofort begonnen werden, und man erwartet von der Trennung des Verkehrs nicht nur eine wesentlich raschere Abfertigung bei bedeutend verminderten Kosten, sondern auch damit verbunden eine steigende Vergrößerung des gesamten Warenumschlages. Schm.

Ein neuer hochwertiger Baustahl („Union-Baustahl"). Der „Dortmunder Union" und dem Forschungsinstitut der Vereinigten Stahlwerke A.-G. ist es nach einer Mitteilung der DAZ gelungen, auf Grund umfassender Versuche einen neuen Baustahl zu entwickeln, der bei etwa gleichem Kohlenstoffgehalt wie der weiche Flußstahl geringe Mengen Chrom und bis 1% Kupfer enthält. Der neue Stahl — als „Union-Baustahl" bezeichnet — besitzt die gleichen günstigen Festigkeitseigenschaften wie der Siliziumbaustahl: Seine Streckgrenze beträgt über 36 kg/mm², seine Zugfestigkeit liegt in den Grenzen von 50 bis 62 kg/mm² bei einer Dehnung von mindestens 20%. Mit Rücksicht auf ausländische Verbraucher wird der Union-Baustahl auch mit einer Festigkeit von 56 bis 66 kg/mm² bei mindestens 36 kg/mm² Streckgrenze und 18% Dehnung geliefert. In seiner Herstellung und Verarbeitung verhält sich der neue Stahl aber bedeutend günstiger als der Siliziumbaustahl, so daß bei ihm mit erhöhtem Ausbringen trotz teuerer Zusätze erhöhte Wirtschaftlichkeit und größere Zuverlässigkeit des Bauwerkes verbunden sind.

Die Festigkeitseigenschaften dieses neuen Stahles sind um so wertvoller, als er auf Grund seines Kupfergehaltes gegen korrodierende Angriffe (Außenluft, durch Säuren und Gase verunreinigte Wässer usw.) einen wesentlich höheren Widerstand als die bisher verwendeten Baustähle besitzt. Es ist also bei den aus dem neuen Stahl erstellten Bauwerken mit einer erheblich längeren Lebensdauer zu rechnen. Praktisch gut bewährt hat sich der Union-Baustahl bereits beim Bau mehrerer Rheinbrücken. Übrigens ist er bei Anwendung der bekannten Schweißverfahren gut schweißbar und jedenfalls auch in dieser Beziehung dem Siliziumbaustahl überlegen. Wie neuere umfangreiche Versuche erkennen lassen, bietet die Verwendung des Union-Baustahles in der Form von Schmiedestücken auch für den Maschinenbau und die chemische Industrie gute Aussichten.

Eingehendere Mitteilungen über den neuen Stahl aus berufener Feder werden demnächst in der „Bautechnik" erscheinen.

Bewertung der Prüfverfahren für ihre Anwendung in Konstruktion und Betrieb. Einem in der Deutschen Maschinentechnischen Gesellschaft, Berlin, am 17. Oktober vom Reichsbahnrat Dr.-Ing. Kühnel gehaltenen Vortrage über diesen Gegenstand entnehmen wir folgendes:

Die Bewertung des Prüfverfahrens hinsichtlich seiner Anwendbarkeit im Betrieb und bei der Abnahme wird heute ziemlich stark umstritten. Einerseits will der Verbraucher möglichst alle Eigenschaften des Werkstoffs bei der Abnahme durch Prüfverfahren erfaßt haben, weil er dem Werkstoff heute mehr als je zumutet, anderseits weist der Erzeuger auf die Unzulänglichkeiten der Prüfverfahren hin, die ihm das Abnahmegeschäft vor allem dann erschweren, wenn der Verbraucher seine Forderung bis nahe an das technisch überhaupt erreichbare „Optimum" gespannt hat.

Die Zugfestigkeitsprüfung liefert wirkliche, für die Rechnung verwendbare Werte, d. h. wir dürfen annehmen, daß der gleiche Werkstoff sowohl auf den verschiedensten Prüfmaschinen als auch in der Konstruktion innerhalb praktisch tragbarer Streuung stets Übereinstimmung der Werte liefert. Zu beachten ist nur, daß diese Wirklichkeitswerte unter gleicher, aber langandauernder Belastung abnehmen. Auch bei der Härteprüfung können wir mit Übereinstimmung der Werte rechnen. Sie wird insbesondere gern angewendet, weil sie einen gewissen Anhalt für die Verschleißfestigkeit des Werkstoffs bietet. Insbesondere ist es der feilenharte Stahl und das feilenharte Gußeisen, von denen wir wissen, daß sie gegenüber Abnutzung außerordentlich widerstandsfähig sind. Bei der Herstellung von Hartguß und bei Anwendung des Einsatzhärteverfahrens machen wir von dieser Erkenntnis Gebrauch. Die statische Biegeprobe liefert für rechnerische Unterlagen nicht viel, die dynamische Kerbschlagprobe liefert nur relative Werte, d. h. man kann den an der Probe ermittelten Kerbzähigkeitswert nicht auf den Querschnitt einer Konstruktion umrechnen. Diese Probe wird daher nur in besonderen Ausnahmefällen für die Abnahme Bedeutung haben, z. B. zum Nachweise von Alterserscheinungen. Der Betriebsbeanspruchung des Fahrzeugbaues kommen die Dauerbiegeproben am bewegten Werkstoff am nächsten. Es muß angestrebt werden, insbesondere für die Lage der Dauerbiegestreckgrenze bei Biegung und bei Torsion möglichst viele Unterlagen zu gewinnen, damit dem Konstrukteur auch hier Wirklichkeitswerte, die für seine Rechnung verwendbar sind, gegeben werden können. Möglicherweise kommen wir dann dazu, auch genauere Unterlagen für die Erklärung der sogenannten Ermüdung der Werkstoffe zu gewinnen und festzustellen, daß diese nur dort eintritt, wo die Dauerstreckgrenze örtlich überschritten wurde, so daß die Bezeichnung Ermüdung später nicht mehr angewendet werden dürfte.

Beteiligung deutscher Firmen am Brückenbau über den Kleinen Belt. Das Ministerium für öffentliche Arbeiten in Kopenhagen hat nach einer Mitteilung der D A Z vom 23. Dezember 1928 die dänische Ingenieurfirma Monberg & Thorsen mit der Herstellung der geplanten Brücke über den Kleinen Belt beauftragt. Die Firma hat den Auftrag in Verbindung mit den Firmen Grün & Bilfinger A.-G. in Mannheim, Fried. Krupp A.-G., Friedrich-Alfred-Hütte in Rheinhausen und Louis Eilers in Hannover übernommen. Es soll im größtmöglichen Umfange dänische Arbeitskraft benutzt werden. Über den Bau der Brücke war ein internationaler Wettbewerb ausgeschrieben.[1]) Das zur Beurteilung der Vorschläge eingesetzte internationale Komitee, dem u. a. Geh. Baurat Dr.-Ing. ehr. Schaper angehörte[2]), empfahl einstimmig einen Vorschlag der dänischen Staatsbahn. Die Brücke, deren Baukosten auf 21 Mill. Kronen geschätzt werden, soll im Frühjahr 1934 gebrauchsfertig sein. Die Arbeiten werden im Frühjahr 1929 ihren Anfang nehmen.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1928, Heft 35, S. 504.

[2]) Einen Bericht über die Ergebnisse des Wettbewerbs aus der Feder des Herrn Geh. Baurat Dr.-Ing. ehr. Schaper wird „Die Bautechnik" demnächst bringen. Die Schriftleitung.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: die Reichsbahnräte Dr. jur. Eisele, bisher bei der R. B. D. Karlsruhe, zum R. B. A. Konstanz, Dörrwächter, bisher beim R. B. A. Konstanz, zur R. B. D. Karlsruhe, Reinicke, Vorstand des Reichsbahn-Neubauamts Breslau 2, nach Mittelsteine unter Übertragung der Stelle des technischen Direktors des Kraftwerks daselbst, Wolfframm, bisher in Siegen, zur R. B. D. Berlin, Kallenbach, Vorstand des Reichsbahn-Neubauamts Hannover, als Vorstand zum R. B. A. Stendal 2 und Bokelberg, Vorstand des R. B. A. Stendal 2, als Vorstand zum R. B. A. Wetzlar und die Reichsbahnbaumeister Leicht, bisher bei der R. B. D. Oppeln, zum R. B. A. Waldenburg (Schles.), Wittschell, bisher beim R. B. A. Waldenburg (Schles.), zum R. B. A. Berlin 10, Rasenack, bisher bei der R. B. D. Berlin, zur R. B. D. Elberfeld, Bernhard Boehm, bisher beim R. M. A. Hirschberg (Schles.), zur R. B. D. Breslau, Opitz, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Lauban, zum R. M. A. Hirschberg (Schles.) und Koesters, bisher beim R. A. W. Brandenburg West, zur R. B. D. Berlin.

Übertragen: dem Reichsbahnbaumeister Gohlke in Lauban die Stelle des Leiters einer Abteilung beim R. A. W. Lauban.

Baden. Versetzt sind: die Regierungsbauräte Wilhelm Wilz als Vorstand zum Wasser- und Straßenbauamt Emmendingen und Wilhelm Zahs als zweiter Beamter zum Wasser- und Straßenbauamt Tauberbischofsheim.

Gestorben: der Stadt-Oberbaurat i. R. Emil Giehne in Karlsruhe, früher Vorstand des Gas-, Wasser- und Elektrizitätswerkes und des Maschinenbauamts daselbst.

INHALT: Wasserwirtschafliche Planungen im Weißeritzgebiet bei Dresden. — Der Brückenbau und der Ingenieurhochbau der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft im Jahre 1928. — Über bautechnische Einrichtungen im neuen Lokomotiv- und Abstellbahnhof Heidelberg. — Neubau eines Sammelbrunnens fur das Wasserwerk zu Oldenburg i. O. — Chinesische Gründungsarten. — Die russischen Vorschriften für hölzerne Eisenbahnbrücken. — Vermischtes: Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen. — Berliner Bezirksverein deutscher Ingenieure. — Neubau eines Dükers durch den Aire-Kanal. — Geplante Erweiterungen der Häfen von Chicago und Calumet. — Neuer hochwertiger Baustahl. — Bewertung der Prüfverfahren für ihre Anwendung in Konstruktion und Betrieb. — Beteiligung deutscher Firmen am Brückenbau über den Kleinen Belt. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

7. Jahrgang BERLIN, 11. Januar 1929 Heft 2

Die Erdbauabteilung der Staatlichen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau, Berlin.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungs- und Baurat **J. Ehrenberg,** Berlin.[1])

Die Fragen der Baugrundforschung haben in letzter Zeit dadurch erhebliche Bedeutung erhalten, daß eine Anzahl Bauunfälle von größeren Ausmaßen einen weiteren Kreis der Öffentlichkeit beschäftigt haben. Es handelt sich dabei um Unfälle, die zweifellos auf ein Versagen des Baugrundes zurückzuführen sind und in ihren Ursachen restlos bis jetzt noch nicht geklärt werden konnten. Die eigentliche Bodenforschung, soweit sie die Entstehung, den Aufbau und die Zusammensetzung der Böden umfaßt und soweit die Kenntnis der physikalischen und chemischen Werte der Böden für deren land- oder forstwirtschaftliche Nutzung von Bedeutung ist, befindet sich in den meisten Ländern auf einem recht hohen Stande. Dagegen ist der Zweig der Bodenforschung, der sich mit dem Verhalten des Bodens als Baugrund oder als Baustoff befaßt, bis vor kurzem gegenüber anderen Aufgaben zurückgetreten. Gerade der Ingenieur hat aber das größte Interesse an diesem Verhalten des Bodens, von dem letzten Endes der Bestand seiner Bauwerke abhängt. Es sind daher in fast allen Ländern erst in den letzten Jahren Institute gegründet worden, die unter der Leitung von Ingenieuren sich der Baugrundforschung widmen und schon Wesentliches geleistet haben. Näheres ist bereits in anderen Abhandlungen gebracht worden, so daß es sich erübrigt, weiter darauf einzugehen.

Es wird nun den meisten Lesern nicht bekannt sein, daß die Erforschung des Verhaltens der Böden, soweit wasserbauliche Aufgaben in Frage kommen, seit dem Bestehen der Staatlichen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau, also seit 25 Jahren, zu den Aufgaben dieser Anstalt gehört. Auch hier mußten diese erdbaulichen Fragen zunächst zurücktreten gegenüber den rein wasserbaulichen Aufgaben, die durch den Ausbau unseres Wasserstraßennetzes im Vordergrunde standen. Sie wurden aber keineswegs vernachlässigt, wie die Zahl der Abhandlungen beweist, die der leider zu früh verstorbene Leiter der Anstalt, Oberregierungs- und Baurat Prof. Dr.-Ing. Krey, über erdbaustatische Fragen veröffentlicht hat, und von denen die erste aus dem Jahre 1912 stammt. Auch sein bereits in dritter Auflage vorliegendes bekanntes Buch: „Erddruck, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes“[2]) beweist, daß er an der Lösung dieser Fragen den tatkräftigsten Anteil nahm. Der Ruf, den er als Fachautorität auch auf diesem Gebiete besaß, zeigte sich darin, daß er von vielen Stellen, auch vom Auslande, in schwierigen Fällen als Gutachter und Berater in Fragen des Erdbaues hinzugezogen wurde. Es war somit in der Staatlichen Versuchsanstalt eine wissenschaftliche amtliche Stelle schon seit Jahren vorhanden, die die erforderlichen Erfahrungen besaß, um in schwierigen erdbaulichen Fragen Behörden und Private zu beraten.

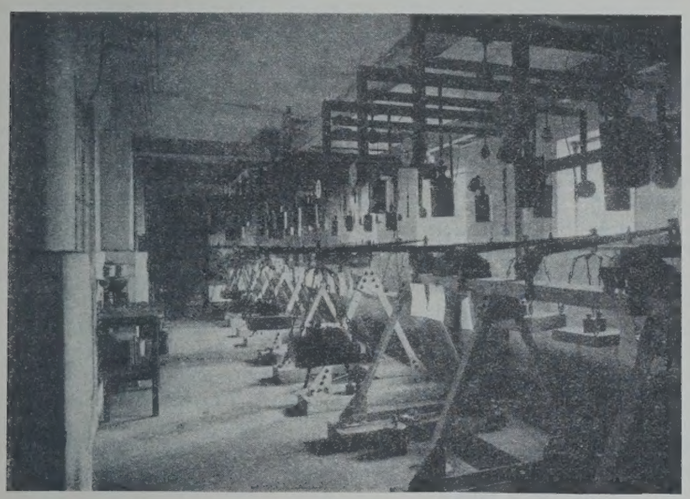


Abb. 1. Raum für das Vordrücken der Bodenproben.

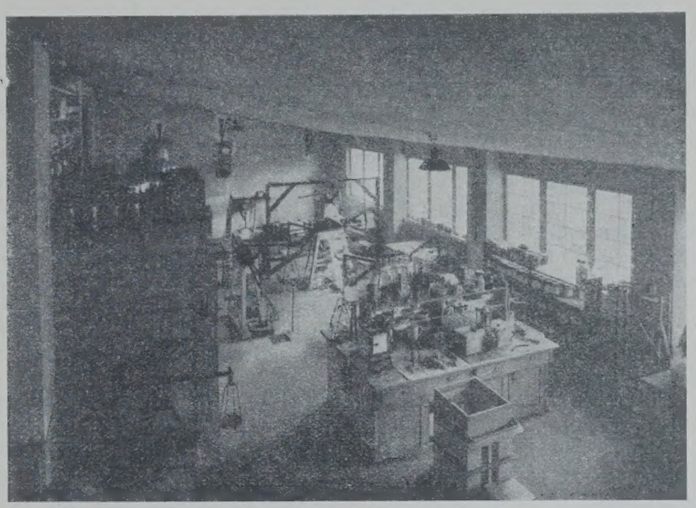


Abb. 2. Erdbaulaboratorium, vorderer Teil.

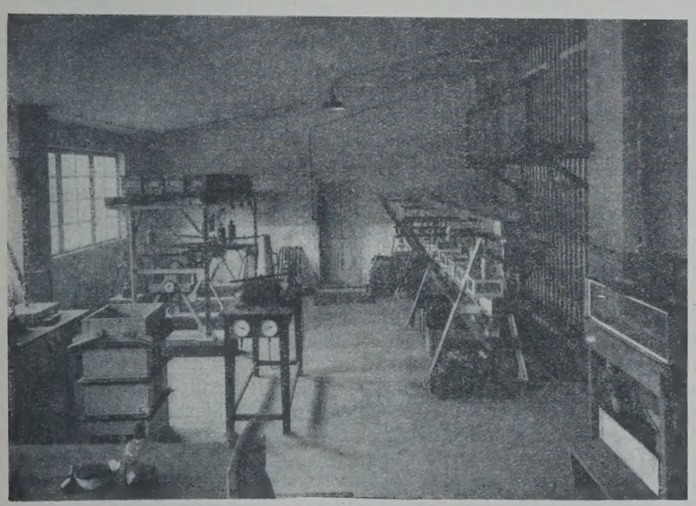


Abb. 3. Erdbaulaboratorium, hinterer Teil.

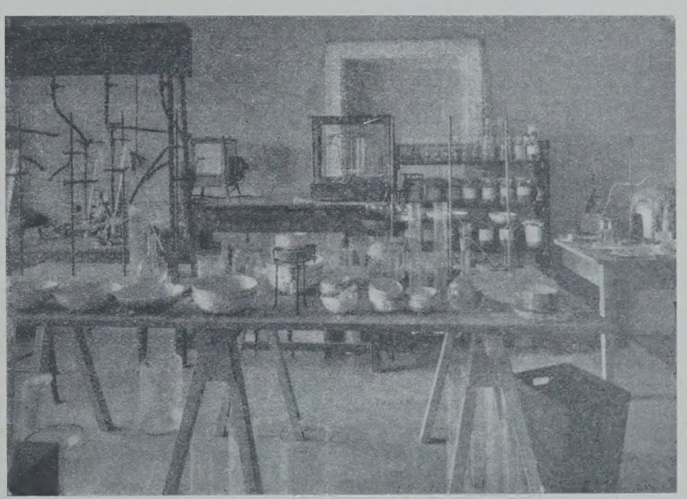


Abb. 4. Raum für die Schlämmanalysen.

[1]) Nach einem Diskussionsvortrage auf der Tagung der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen in Berlin am 12. November 1928.

[2]) Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.

Die Zahl der Anfragen mehrte sich in dem Maße, wie die Erkenntnis in den Fachkreisen wuchs, daß eine Beratung und Bodenuntersuchung bei schwierigen Bodenverhältnissen mit zu den wichtigsten Aufgaben der Entwurfsvorbereitung gehört, und daß ihre Kosten verschwindend klein sind gegenüber denjenigen etwaiger Bauschäden. Oberbaurat Krey kam diesen wachsenden Nachfragen dadurch entgegen, daß er den Kreis seiner Mitarbeiter vergrößerte und eine besondere Erdbauabteilung bildete. Ein kurzer Überblick über die Art der gestellten Aufgaben möge die Tätigkeit der Erdbauabteilung etwa im Verlauf der letzten $1^1/_2$ Jahre zeigen. Es waren zu beurteilen:

die Standfestigkeit von Ufermauern und Bollwerken in Seehäfen,
die Rutschgefahr hoher Einschnittböschungen bei tonigen Böden,
die Eignung von Böden zu Dichtungszwecken,
die Standfestigkeit von Staudämmen für Talsperren,
die Standfestigkeit hoher Kanaldämme,
die Standfestigkeit von Schleusen und Brücken,
die Gründung hoher Speicherbauten,
die Verwendbarkeit von Böden als Deichmaterial.

In besonders schwierigen Fällen wurden von der Abteilung auch die bodenstatischen Untersuchungen, Standfestigkeitsberechnungen, durchgeführt. Von 27 Behörden und Firmen wurde die Abteilung in 40 Fällen zu Rate gezogen; sie hat hierfür etwa 450 Bodenproben untersucht und 16 größere statische Untersuchungen durchgeführt. Nichts beweist besser die Notwendigkeit der Abteilung als die Zahl dieser Aufträge. Die Abteilung legt nach wie vor den größten Wert darauf, ihre Untersuchungsmethoden weiter zu vervollkommnen und auszubauen, da sie als beratende Stelle der Praxis in der Lage sein muß, dem Auftraggeber, der meist schnell die Ergebnisse verlangt, baldigen Bescheid zukommen zu lassen. Die sorgfältige Untersuchung besonders der bindigen Böden ist meistens sehr langwierig und zeitraubend. Die Abteilung hat aber die Anzahl ihrer Apparate so vermehrt, daß täglich mindestens zwei Proben völlig fertig untersucht werden können. Besonders wurden die Schubfestigkeitsversuche und Schlämmethoden zu einer gewissen Vollkommenheit gebracht.

Die Untersuchung der Böden erstreckt sich je nach der Art des Auftrages auf die Ermittlung des Raumgewichtes, des Wassergehaltes, der Schubfestigkeit, der Porenziffer, der Zusammenpreßbarkeit und der Wasserdurchlässigkeit möglichst unter den Druckverhältnissen, unter denen sich der Boden an seiner Lagerstelle im Innern der Erde befindet. In den meisten Fällen wird dann noch die Korngröße, das spez. Gewicht, der Kalkgehalt und, wenn nötig, die Hygroskopizität sowie die Fließgefahr der Böden festgestellt. Der Gang der Untersuchung ist meistens folgender:

Die eingehenden Proben werden nach ihrer Registrierung zunächst in besonderen Vordruckapparaten, von denen 40 Stück vorhanden sind, auf die Dichte und den Wassergehalt gebracht, der für die weiteren Untersuchungen erforderlich ist. Hier bleiben die Böden unter ständiger Kontrolle je nach ihrer Feinheit mehr oder weniger lange stehen, bis sie für die Schubfestigkeitsversuche fertig sind. Diese Versuche werden unter mindestens zwei Drücken vorgenommen, zwischen denen der in Wirklichkeit etwa zu erwartende Bodendruck liegt. Jeder Versuch setzt sich aus einer größeren Zahl von Einzelversuchen zusammen, die zur Ausscheidung etwaiger Apparatefehler in zwei verschiedenen Apparaten vorgenommen werden. Von diesen sind sieben Stück vorhanden. Die Ergebnisse werden selbsttätig zugleich mit der Zeit graphisch aufgezeichnet, um Beobachtungsfehler beim Ablesen auszuschalten. Für die Ermittlung von Raumgewicht, Porenziffer, Wassergehalt und Zusammenpreßbarkeit der Böden besitzt die Abteilung 20 Apparate. Auch gelang es, einen Apparat zu konstruieren, bei dem die Reibung des Bodens an den Apparatewänden beseitigt ist, so daß die Ergebnisse, besonders hinsichtlich Porenziffer, Raumgewicht, Zusammenpreßbarkeit, von dieser Fehlerquelle befreit sind. Für die Ermittlung der Wasserdurchlässigkeit, die stets längere Zeit in Anspruch nimmt, sind 29 Apparate vorhanden. Das Schlämmverfahren zur Feststellung der Korngröße der Böden wird mit einer Anzahl bewährter Apparate durchgeführt, die es gestatten, die Teilchen bis hinab zu 2 μ Korndurchmesser zu trennen. Es wird auch neben anderen der sehr elegant arbeitende Wiegnersche Schlämmapparat verwendet, dessen Ergebnisse aber nicht immer ganz einwandfrei auszuwerten sind. Bei allen Schlämmethoden hat nicht nur die Größe des Kornes, sondern auch seine Form und sein spez. Gewicht einen bestimmenden Einfluß, so daß man durch Schlämmen allein wirklich einwandfreie Ergebnisse nicht erhalten kann. Die Abteilung hat daher als weiteres Hilfsmittel für die Beurteilung der Feinheit in neuer Zeit auch die Hygroskopizität der Böden, soweit sie nicht humos sind, mit gutem Erfolge herangezogen und glaubt dabei, einen gewissen eindeutigen Zusammenhang zwischen der Hygroskopizität und der Schubfestigkeit der Böden feststellen zu können. Die Untersuchungen hierüber sind noch nicht abgeschlossen. Für die Beurteilung schwieriger Böden wäre die Kenntnis eines solchen Zusammenhanges sehr wertvoll. Die Einrichtung der Erdbauabteilung und ihr Umfang ist aus Abb. 1 bis 4 ersichtlich.

Von den Aufgaben, welche die Erdbauabteilung zu lösen hatte, mögen einige bemerkenswerte wiedergegeben werden. Oberbaurat Krey konnte durch Bodenuntersuchungen und Rechnung nachweisen, daß die Tonschicht eines Staudammes, mit dessen Ausführung gerade begonnen wurde, bei ihrer geringen Schubfestigkeitziffer ($\mu = 0{,}2$, wobei $\mu = \frac{P}{T}$, $P =$ Normalkraft, $T =$ Schubfestigkeit) nicht in der Lage war, die Deckschicht in der geplanten gleichmäßigen Stärke zu halten, und daß besonders in dem Bereich des Wasserstandwechsels Rutschungen zu erwarten waren. Die Bauleitung wies darauf hin, daß bei einem bereits seit längerer Zeit im Betriebe befindlichen Staudamm die Dichtung und die Deckschicht in ähnlicher Weise ausgeführt seien, ohne daß sich Schäden gezeigt hätten. Eine Untersuchung des bei diesem Damm verwendeten Dichtungsbodens ergab jedoch eine fast doppelt so große Schubfestigkeit. Der Vorschlag von Oberbaurat Krey, die Deckschicht mit wachsender Tiefe stärker auszubilden und so ihren Widerstand gegen Rutschungen zu vermehren, wurde angenommen und die von ihm vorgesehene 1,5fache Sicherheit von der Bauleitung sogar auf 2,0 erhöht.

Ferner wurde Oberbaurat Krey als Gutachter bei einem erheblichen Bauschaden hinzugezogen, dessen Ursachen festzustellen und für dessen Beseitigung geeignete Vorschläge zu machen waren. Es handelte sich um eine rd. 1000 m lange und rd. 19 m über Hafensohle hohe Kaimauer, die an einer Stelle nachgegeben hatte, so daß Einsturzgefahr drohte. Durch eingehende, z. T. neuartige Untersuchungen konnte Oberbaurat Krey nachweisen, daß das Nachgeben der Mauer mit großer Wahrscheinlichkeit in einer Bewegung der Druckpfähle des Pfahlrostes zu suchen war, die dicht gedrängt im Sandboden über einer mächtigen Schicht diluvialen Tones von geringer Schubfestigkeit standen. Die Rechnung und die beobachteten Erscheinungen wiesen darauf hin, daß im Ton eine gekrümmte Gleitfläche entstanden war, auf der sich die darüberliegenden Bodenmassen samt den Pfählen verschoben hatten. An den Vorschlägen zur Verstärkung der Mauer, die den Ersatz der gebrochenen vorderen Spundwand durch eine Larssenwand mit Steinhinterfüllung und eine rückwärtige Verankerung der Mauer an besonderen Konstruktionen vorsahen, und die in dieser Form zur Ausführung gelangten, hatte Oberbaurat Krey wesentlichen Anteil. Für die Ausführung der in der Nachbarschaft dieser Mauer geplanten Schleusenanlagen hat die Erdbauabteilung eine erhebliche Anzahl von Bodenuntersuchungen durchgeführt, deren Ergebnis zu einer Verlegung der Schleusenstelle führte.

Eine weitere Aufgabe war der Erdbauabteilung durch die Beurteilung der Standfestigkeit eines 16 bis 17 m hohen Kanaldammes gestellt, der auf etwa 700 m Länge über ein Gelände führt, das bis in 5 m Tiefe wechselnde Schichten von feinsandigem weichen Ton und Schlick zeigt, die von mehr oder weniger starken Sandadern und -schichten durchzogen werden. Die Bauleitung hatte zunächst geplant, den gesamten weichen Boden in einer gewissen Breite beiderseits der Leinpfade zwischen eisernen Spundwänden durch Sandschüttungen zu ersetzen. Sie fürchtete ein seitliches Ausweichen des weichen Bodens unter dem Gewicht der Dammmassen. Die Erdbauabteilung konnte durch Bodenuntersuchungen und statische Berechnungen unter Zugrundelegung gekrümmter Gleitflächen nachweisen, daß bei allmählichem, schichtenweisem Aufbringen des Dammbodens ein seitliches Herausdrücken des weichen Untergrundes nicht zu befürchten ist, der Boden hat fast überall bei natürlichem Wassergehalt eine verhältnismäßig hohe Schubfestigkeit und Wasserdurchlässigkeit. Es ist also zu erwarten, daß sein Wassergehalt sich sehr rasch der steigenden Belastung anpaßt, zumal die zwischengelagerten Sandschichten das Wasser verhältnismäßig schnell seitlich abführen werden. Der Boden wird also die nachgewiesene Schubfestigkeit nach der Belastungsänderung sehr bald erreichen. Nur an einer Stelle, an der unterlagernder Geschiebemergel für die Entwässerung wenig günstig ist, ist besondere Vorsicht geboten. Die Bauleitung hat sich, dem Vorschlage der Erdbauabteilung folgend, entschlossen, von dem Ersatz des weichen Bodens durch Sand abzusehen. Es konnte dadurch eine Ersparnis von mehreren 100 000 R.-M. erzielt werden. Die Kosten der Bodenuntersuchung und Berechnung sind damit verglichen verschwindend gering.

Weniger günstig waren die Untersuchungen für einen etwa 20 m tiefen und rd. 2 m langen Einschnitt, in dem eine mächtige Tonschicht von mehr oder weniger starken Schichten Geschiebemergel überlagert ist. Die günstigen Schubfestigkeitsverhältnisse des Geschiebemergels im oberen Teil der Böschung können nicht ausgenutzt werden, da der unterlagernde Ton für die Standfestigkeit der gesamten Böschung ausschlaggebend ist. Die Untersuchung des Bodens in den gewählten Abständen von rd. 500 m gibt bei dem starken Wechsel in der Struktur und der Zusammensetzung auch von Schichten gleichen geologischen Alters nur Anhaltspunkte für die etwa zu wählende Böschungsneigung. Trotzdem konnte eine dichtere Lage der Untersuchungstellen nicht gewählt werden, weil für die Behandlung einer größeren Probenzahl die Zeit fehlte. Es zeigte sich, daß bei Zugrundelegung der gefundenen Schubfestigkeitsbeiwerte eine so erhebliche Abflachung der entwurfsmäßigen Böschung erforderlich war, daß ein Mehraufwand von etwa 2 000 000 R.-M. entstanden wäre. Die Bauleitung und

die ihr übergeordneten Behörden hatten berechtigte Bedenken, eine solche Summe in dem Bau festzulegen, und entschlossen sich zu einer geringeren Böschungsabflachung unter der Annahme, daß die Kosten etwaiger kleiner Rutschungen insgesamt wahrscheinlich nicht die Höhe der Kosten der vorgeschlagenen Böschungsneigung erreichen werden. Ob diese Entscheidung richtig ist, wird die Zukunft lehren. Die sich durch lange Jahre hinziehenden Rutschungen bei Rosengarten zeigen jedenfalls, daß eine gewisse Vorsicht geboten ist.

Zwei weitere Aufgaben bezogen sich auf die Untersuchung von Spundwänden, bei denen die im Boden hinter bezw. vor ihnen stehenden Pfähle eine entlastende Rolle spielen. Im ersten Falle handelte es sich um eine

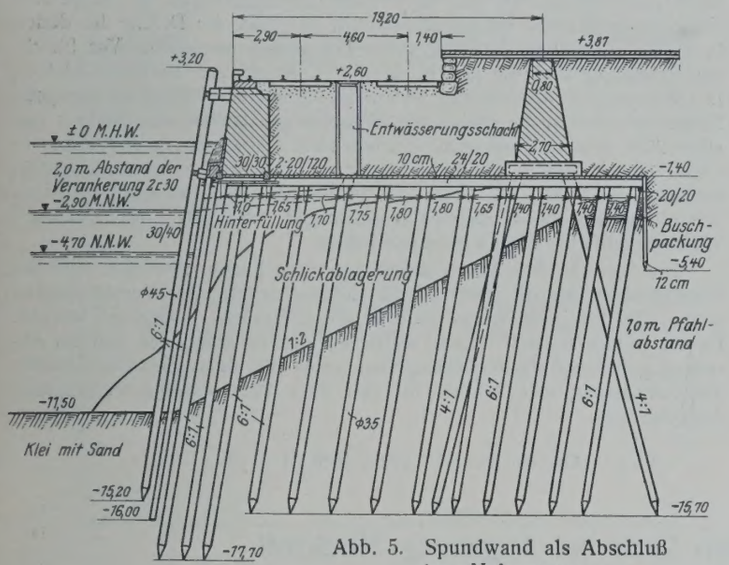


Abb. 5. Spundwand als Abschluß einer Hafenmauer.

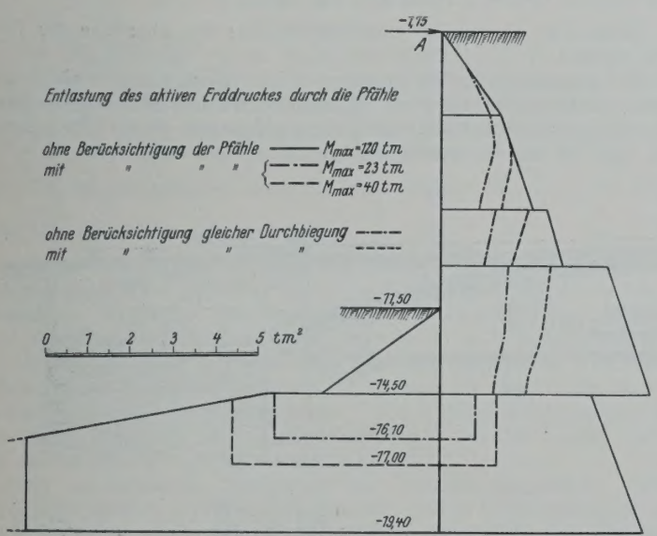


Abb. 6. Belastungsflächen für die Spundwand der Abb. 5.

vorhandene Kaimauer auf hohem Pfahlrost (Abb. 5), deren Verzimmerung etwa 9,75 m und deren Krone etwa 14 m über der Hafensohle liegt. Die wasserseitig offene Mauer soll auf ihre ganze Länge (rd. 1000 m) durch eine Larssenwand abgeschlossen werden, die mit Baggerboden zu hinterfüllen ist. Rammtiefe und Profil der Larssenwand waren zu bestimmen. Die in gewöhnlicher Weise mit den von der Abteilung ermittelten physikalischen Bodenwerten durchgeführte Berechnung ergab ein größtes Biegungsmoment von 120 tm und eine Rammtiefe von rd. 8 m. In Abb. 6 zeigen die äußeren Umgrenzungslinien die Belastungsflächen des aktiven und passiven Erddruckes für diesen Fall. Berücksichtigt man nun, daß der abgleitende Erdkeil von den Pfählen der Mauer gestützt wird, an denen er sich vorbeischieben muß, und zieht man ferner in Betracht, daß dieser Pfahldruck auf den Erdkörper den Druck des Bodens auf die Spundwand vermindert, so erhält man die in Abb. 6 dargestellte kleinste Belastungsfläche. Da aber die Druckverteilung auf die Pfähle und die Spundwand in erheblichem Maße von der Durchbiegung dieser Bauteile abhängt, so können im vorliegenden Falle die Pfähle nicht die ganze durch die Reibung des Bodens auf sie übertragene Last aufnehmen, sondern müssen bei größerer Durchbiegung einen Teil des Druckes an die erheblich steifere Spundwand abgeben. Diese hiernach ermittelte Druck-

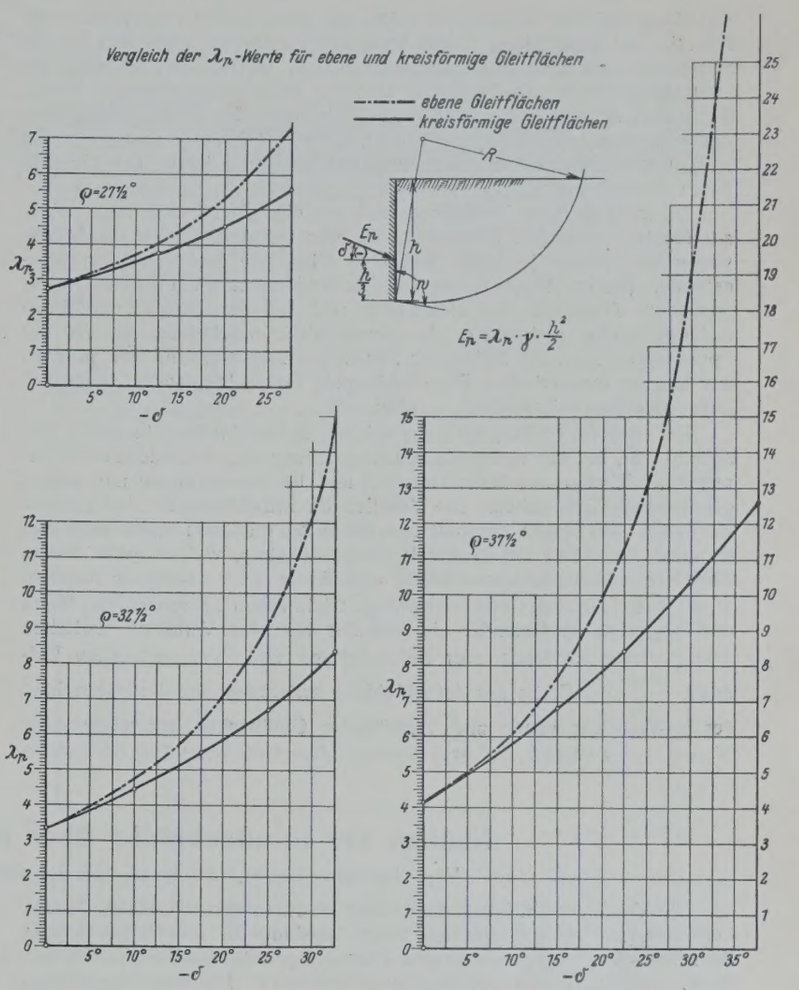


Abb. 7. Passiver Erddruck bei senkrechter Wand und wagerechtem Gelände.

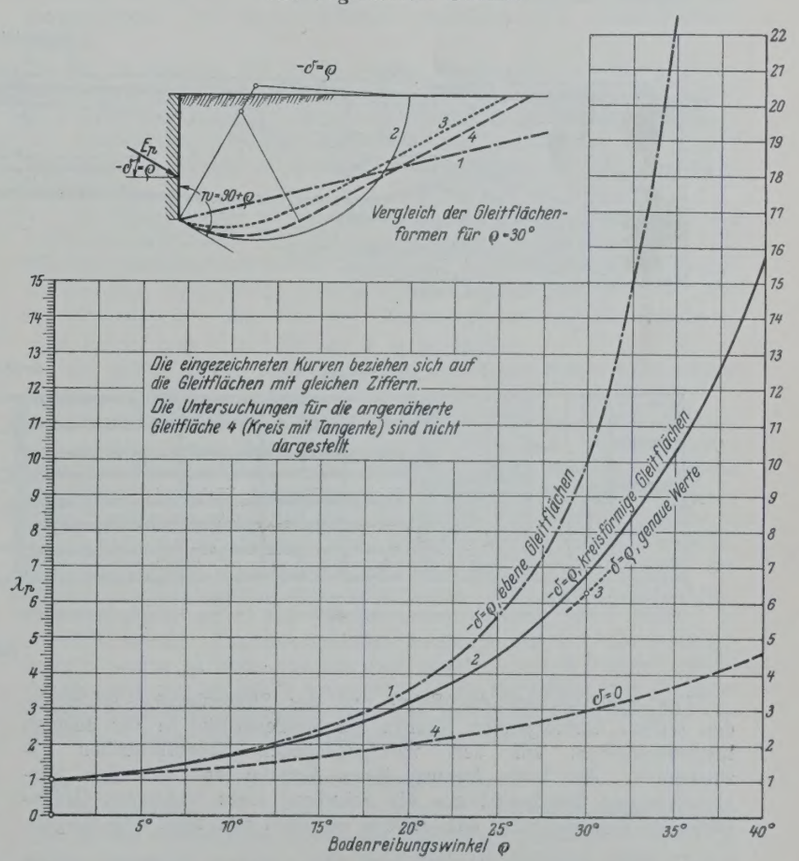


Abb. 8. Passiver Erddruck bei senkrechter Wand und wagerechtem Gelände für $-\delta=\varphi$.

verteilung auf die Spundwand zeigt die mittlere Begrenzungslinie von Abb. 6. Bei Anwendung dieses Rechnungsverfahrens ergibt sich für die Spundwand nur eine Beanspruchung von rd. 1600 kg/cm², während die Pfahlbeanspruchung mit 76 kg/cm² ebenfalls in zulässigen Grenzen bleibt. Bei dieser Art der Berechnung ergibt sich allein durch die Verringerung der Rammtiefe eine Ersparnis von rd. 200 000 R.-M., der gegenüber die Kosten der Bodenuntersuchung und der Rechnung kaum ins Gewicht fallen.

Im zweiten Falle handelte es sich um eine Spundwand hinter einer auf Pfählen stehenden Ufermauer. Es war festzustellen, ob die bereits vorhandene Mauer imstande war, eine erhebliche Mehrbelastung aufzunehmen. Die die Mauer hinten abschließende Spundwand mußte bei der geplanten Vertiefung der Hafensohle und bei den Bodenverhältnissen rechnungsmäßig nachgeben. In diesem Falle verstärkten die vor der Spundwand stehenden Pfähle der Mauer den Erdwiderstand erheblich, so daß bei der rechnerischen Berücksichtigung dieses Umstandes wesentlich günstigere Ergebnisse erzielt wurden.

Ein weiteres Gebiet, auf dem sich die Erdbauabteilung in letzter Zeit betätigt hat, ist die rechnerische Untersuchung des Erdwiderstandes bei negativen Werten des Wandwinkels δ und bei kreisförmigen und anders gekrümmten Gleitflächen. Die Tabellen für Erdwiderstände sind zumeist für ebene Gleitflächen ermittelt und liefern bei größerem negativen Wandwinkel δ, besonders bei großen Reibungswinkeln ϱ, viel zu große Werte. Abb. 7 zeigt für verschiedene Werte ϱ die Werte λ_p für wachsende negative Werte δ und für ebene und kreisförmige Gleitflächen bei senkrechter Wand und wagerechtem Gelände. λ_p bedeutet hier das Verhältnis zwischen dem passiven Erddruck oder Erdwiderstand und dem natürlichen Erddruck $\frac{\gamma \cdot h^2}{2}$. Es ist aus der Abbildung ersichtlich, wie der Unterschied der λ_p-Werte für ebene und kreisförmige Gleitflächen mit wachsenden Werten $-\delta$ zunimmt und wie dieser Unterschied besonders bei großen Werten ϱ erheblich werden kann. Abb. 8 zeigt die λ_p-Werte für ebene und kreisförmige Gleitflächen für einen Wandwinkel $-\delta = \varrho$. Man sieht, daß es zweckmäßig sein kann, etwa von $\varrho = 20°$ ab in Fällen, bei denen der negative Wandwinkel den Wert $0{,}5\,\varrho$ übersteigt, mit kreisförmigen Gleitflächen zu rechnen. Die kreisförmige Fläche ist nur eine Art der möglichen gekrümmten Gleitflächen, die wegen ihrer einfachen rechnerischen Behandlung meistens bevorzugt wird.[3]) Die Abteilung hat ein Verfahren durchgeführt, bei dem stückweise vorgehend eine gekrümmte Gleitfläche auf Grund der Beziehungen der Spannungsellipse konstruiert wird. Dieses Verfahren liefert λ_p-Werte, die etwa um 5 bis 10% kleiner sind als die mit kreisförmigen Gleitflächen erzielten Werte. Es ist bei bindigen Böden bei der Ermittlung des Erdwiderstandes Vorsicht geboten, da der passive Erdwiderstand einen Grenzfall darstellt, bei dem die Drücke im Boden in einer bestimmten Richtung ihren Höchstwert erreichen. Vor Eintritt der Bewegung sind die Drücke in diesen Richtungen bestimmt kleiner. Der Wassergehalt des Bodens ist nur diesen kleineren Drücken angepaßt. Steigt der Druck, so steigt die Schubfestigkeitsziffer des Bodens nur allmählich entsprechend dem abnehmenden Gehalt an Porenwasser. In dieser Übergangszeit hat der Boden also noch nicht seine volle Schubfestigkeit, und man tut daher gut, in diesem Falle mit einer kleineren Schubfestigkeitsziffer zu rechnen als der, die für den Zustand des natürlichen Wassergehaltes im Boden ermittelt wurde.

Die vorstehenden Zeilen sollen nur einen kurzen Überblick über die Einrichtungen und die Tätigkeit der Erdbauabteilung der Versuchsanstalt geben, die hier zum ersten Male an die Öffentlichkeit gegeben werden. Es würde hier zu weit führen, weiter auf die verschiedenen von der Abteilung gelösten Aufgaben einzugehen, zumal der demnächst erscheinende Tätigkeitsbericht der Anstalt für das Jahr 1927 darüber erschöpfend Auskunft gibt.

[3]) Vergl. „Die Bautechnik" 1927, Heft 14 u. 36.

Alle Rechte vorbehalten.

Neubau der Straßenbrücke über den Lech bei Augsburg-Hochzoll.

Von Oberbauamtmann **Karl Knab** und Regierungsbaumeister **Heinrich Hubinger,** Augsburg.

Die Verkehrsbedürfnisse der Neuzeit machten einen Ersatz der beiden Lechübergänge im Südosten der Stadt Augsburg für die Hauptbahnlinie München—Augsburg und für die Durchgangstraße Augsburg—München bezw. Regensburg durch Neubauten erforderlich. Die neue Hauptbahnbrücke wurde in den Jahren 1925/26 als eiserne zweigleisige Bogenbrücke mit Zugband ausgeführt.[1])

Zur Erlangung von Vorentwürfen für den Neubau der Straßenbrücke wurde im Dezember 1926 ein öffentlicher Wettbewerb ausgeschrieben. Über dessen Ergebnis haben die gleichen Verfasser in der „Bautechnik" 1927, Heft 36 und 38, ausführlich berichtet.

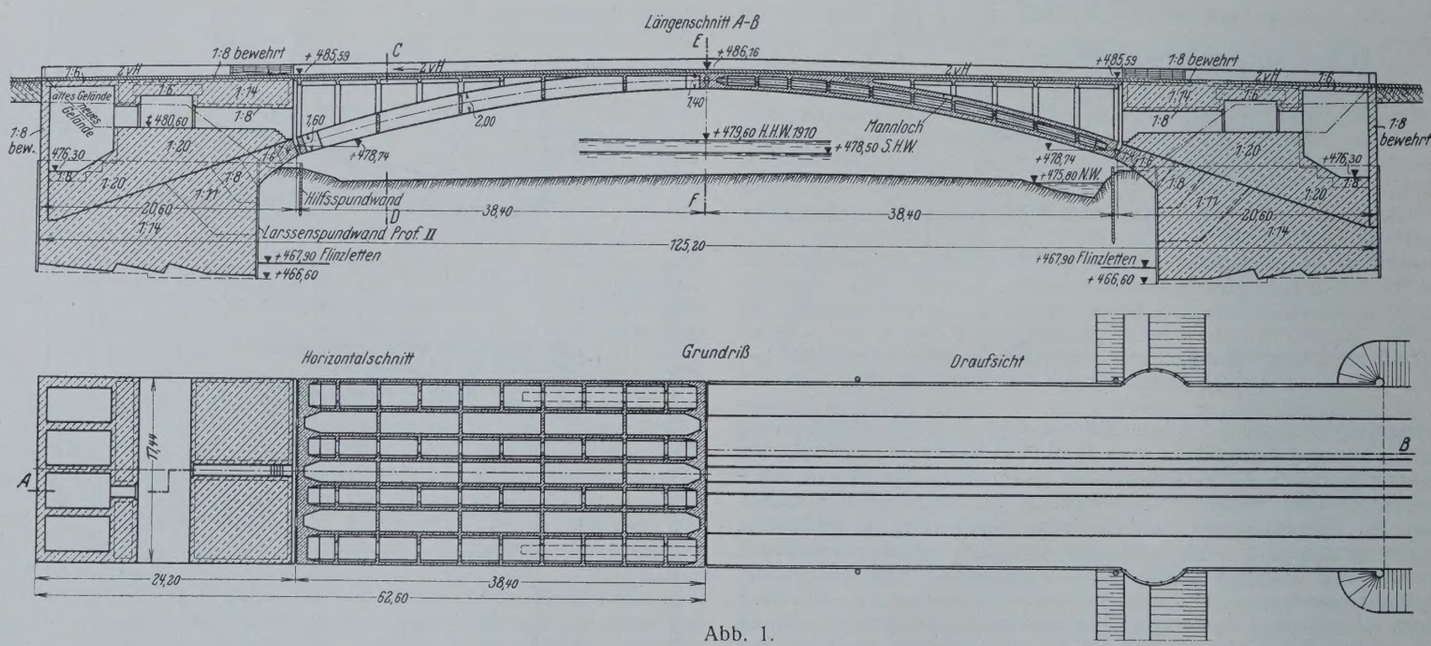


Abb. 1.

Die Nachbarschaft der Bahn- und der Straßenbrücke erforderte, den zeitlich nachfolgenden Neubau der Straßenbrücke in der äußeren Erscheinungsform auf den vorangegangenen Bahnbrückenbau abzustimmen. Als beste Lösung dieser Aufgabe hat sich vom baukünstlerischen Standpunkt aus die Schaffung eines wirksamen Gegensatzes zu den hoch über das Gelände ragenden mächtigen Bogenträgern der Bahnbrücke in Gestalt einer Bogenbrücke mit obenliegender Fahrbahn ergeben.

Auf der Grundlage des Wettbewerbes wurde unter den Preisträgern eine engere Ausschreibung veranstaltet. In den Bedingungen dieses beschränkten Wettbewerbes wurde die Bauaufgabe so eng umschrieben, daß die Entwürfe auf gleichen Grundlagen beruhten und in wirtschaftlicher Hinsicht in Vergleich gezogen werden konnten.

Zur Ausführung wurde der Entwurf der Wayss & Freytag A.-G., Niederlassung München, (Allgemeiner Entwurf und konstruktive Durchbildung Direktor O. Muy unter Mitarbeit von Oberingenieur R. Deininger) bestimmt.

[1]) Siehe „Die Bautechnik" 1926, Heft 20, S. 285. Weidmann, Die Lechbrücke bei Hochzoll.

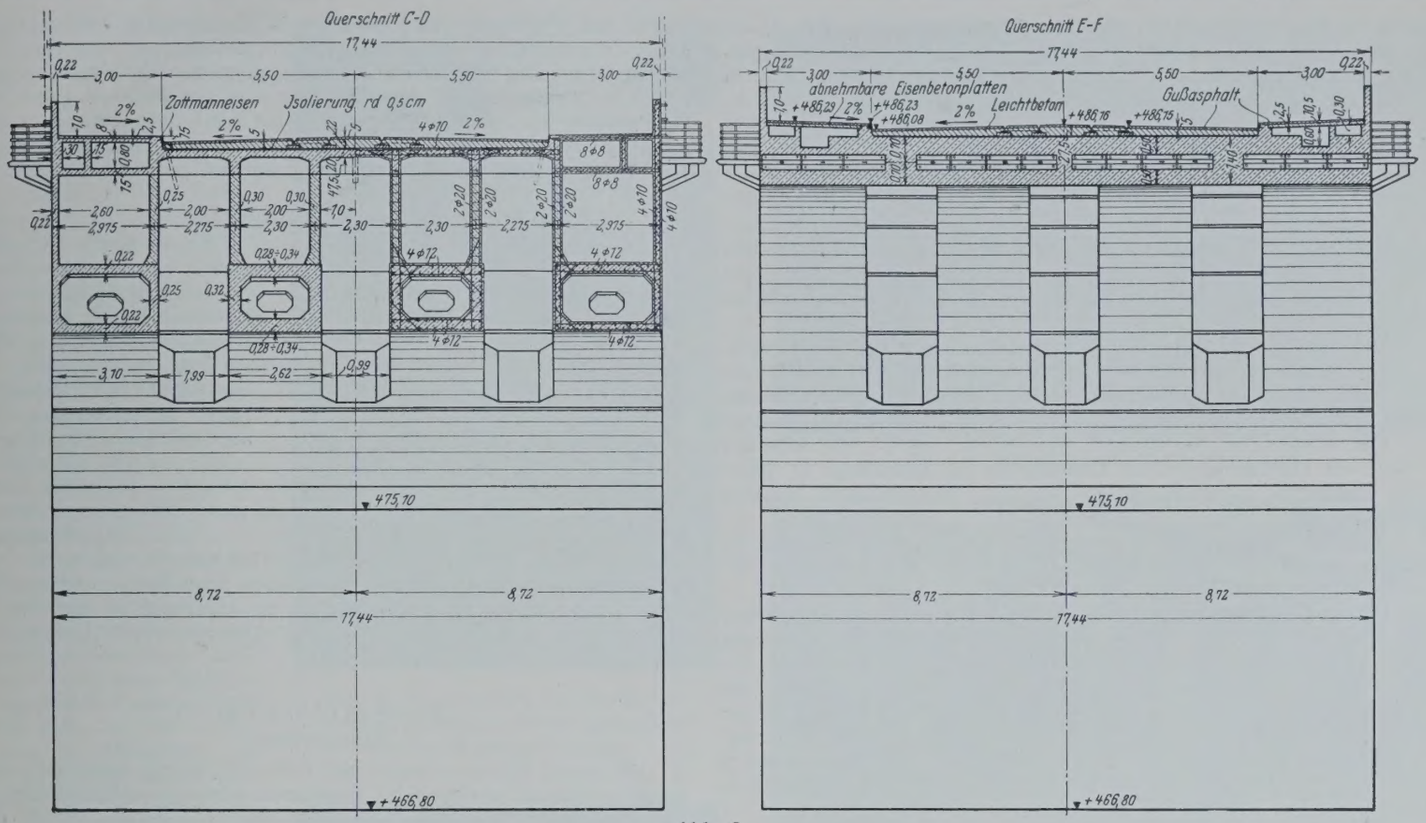


Abb. 2.

Der Bauentwurf.

I. Bogen.

Zur Überbrückung des in Niederwasserhöhe rd. 82 m breiten Lechbettes wird mit Rücksicht auf die Untergrundverhältnisse ein statisch bestimmtes System, ein Dreigelenkbogen in Eisenbetonbauweise gewählt (Abb. 1 u. 2). Durch Auskragung der beiden Widerlager auf eine Länge von rd. 3,6 m ist die Stützweite des Dreigelenkbogens auf 76,8 m ermäßigt. Der Pfeil des Bogens beträgt 6,45 m, das Pfeilverhältnis rd. $\frac{1}{12}$. Der Kühnheitsgrad der Brücke errechnet sich zu $\frac{l^2}{f} = 914$.

Um bei der großen Stützweite das Eigengewicht des Bogens und der Aufbauten möglichst gering zu halten, sind der Bogen und die Aufbauten weitgehend aufgelöst. Der Bogen ist in vier Einzelgewölbe aufgeteilt, zwei Gewölbe mit je 2,62 m Breite unter der 11 m breiten Fahrbahn, je ein Gewölbe mit 3,10 m Breite unter den beiderseitigen je 3 m breiten Fußgängerwegen. Die Gewölbe selbst sind in Kastenform mit schlaffer Bewehrung ausgebildet. Die Fahrbahntafel besteht aus kreuzweise bewehrten Platten zwischen Längs- und Querträgern und ist mit Säulen auf die Kastengewölbe abgestützt.

Der im deutschen Wölbbrückenbau erstmals ausgeführte Kastenquerschnitt besitzt geringes Eigengewicht, hohes Trägheitsmoment und große Steifigkeit. Besonderes Gewicht bei der konstruktiven Durchbildung der Brücke haben die Entwurfsbearbeiter auf eine einwandfreie zentrische Druckübertragung im Scheitel und an den Kämpfern und auf eine sorgfältige Querversteifung der Kastengewölbe gelegt.

Die Kastengewölbe bestehen aus einer oberen und unteren Druckplatte, die durch zwei lotrechte Seitenstege verbunden sind. In Abständen von rd. 3,5 m wird dieser Bauquerschnitt durch lotrechte Querwände (Querschotten) ausgesteift. Jede zweite dieser Querschotten läuft auf die ganze Brückenbreite durch und verbindet als Scheibenträger die vier Kastengewölbe untereinander, so daß ein Zusammenwirken der Kastenträger bei der Lastenübertragung gewährleistet ist. Der Innenraum der Kastengewölbe ist durch Mannlöcher in der oberen Druckplatte und durch bekriechbare Öffnungen in den Querschotten zugänglich gemacht. Im Scheitel und an den beiden Kämpfern sind die Innenwandungen des Kastenträgers allmählich zusammengezogen, um den aufgelösten Querschnitt in massive, auf die ganze Brückenbreite durchlaufende Druckhäupter (Gelenkträger) überzuführen.

Die Höhe der Kastengewölbe beträgt im Scheitel 1,40 m, in den Kämpfern 1,60 m, nach den Viertelpunkten zu schwillt sie auf 2 m an. Die Abmessungen der Kastenquerschnitte sind je nach den auf sie treffenden Lastenteilen verschieden.

Die Kastenträger unter der Fahrbahn haben Plattenstärken von 28 bis 34 cm bei 32 cm Stegstärke. Die Kastenträger unter den Gehwegen haben 22 cm starke Platten und 25 cm starke Stege; die Schrägen in den Fahrbahn- und Gehwegkastenträgern betragen 25/25 cm. Die Querschotten bezw. Scheibenträger der Kastengewölbe sind 25 cm stark.

In den Kastenquerschnitten tritt ausschließlich Druck auf; der Dreigelenkbogen ist also als reines Druckgewölbe konstruiert. Die Bogenform ist so festgelegt, daß die Bogenachse nur um einige Zentimeter von der Stützlinie für Eigengewicht abweicht und daß in jedem Querschnitt der Kastengewölbe die beiden größten Randspannungen einander gleich werden.

Da im Gewölbe nur Druck auftritt, ist die Längsbewehrung gering (rd. $^1/_2$ %), während der weitgehend aufgelöste Querschnitt eine starke Querbewehrung erfordert. In Abständen von 20 bis 25 cm sind die in den Druckplatten liegenden Rundeisen durch ein System von Bügeln verbunden. Insgesamt ist im Bogen eine Bewehrung mit 170 t Rundeisen vorgesehen.

Als Verkehrslasten wurden die Belastungsvorschriften der Deutschen Industrienorm (DIN) Nr. 1072 für Straßenbrücken 1. Klasse zugrunde gelegt. Für die Fahrbahnkonstruktion waren den gesetzlichen Bestimmungen entsprechend als zulässige Beanspruchungen $\sigma_b = 35$ bis 45 kg/cm² und $\sigma_e = 1000$ kg/cm² und für den Bogen gemäß der Würfelprobe $\sigma_b = 80$ kg/cm² und $\sigma_e = 1200$ kg/cm² maßgebend.

Die größte in den Kastengewölben auftretende Betondruckspannung beträgt 75 kg/cm².

Als Gelenke dienen Stahlgußwälzgelenke, die durch Abscherdollen und seitliche Nasen gegen Abrutschen gesichert sind. Für die beiden Gewölbe unter der Fahrbahn sind im Scheitel acht Gelenke mit 40/98 cm Grundfläche, in den Kämpfern ebenfalls acht Gelenke mit 40/105 cm Grundfläche vorgesehen; für die beiden äußeren Gewölbe im Scheitel je drei Gelenke mit 40/115 und in den Kämpfern vier Gelenke mit 40/90 cm Grundfläche. Die Plattenstärke aller Gelenke beträgt 10 cm. Die Pressung des Betons hinter den Gelenken erreicht den Wert von 100 kg/cm² (Teilflächenbelastung). Die Biegungsbeanspruchung der Platten ist $\sigma = 1200$ kg/cm². Die Abscherdollen haben 40 mm ϕ. Die Kämpfergelenke liegen so hoch, daß sie vom gewöhnlichem HW nicht erreicht werden und nur ins HHW eintauchen. Das Eintauchen der Kämpfer in den Hochwasserquerschnitt verursacht bei HHW einen Aufstau von 30 cm und durfte ohne Bedenken zugelassen werden.

II. Fahrbahnkonstruktion.

Die Fahrbahn ist vierspurig vorgesehen und in Rücksicht auf die Überführung eines Doppelgleises der städtischen Straßenbahn mit 11 m Breite festgesetzt worden. Die beiderseitigen Fußwege haben je 3 m nutzbare Breite. Als Belag der Fahrbahn dient eine Gußasphaltdecke mit 5 cm Stärke, auf den Gehsteigen eine solche von 2,5 cm Stärke. Die

180 mm hohen Schienen der städtischen Straßenbahn zwingen dazu, auf der als Auflager dienenden Eisenbetonplattenbalkendecke eine verhältnismäßig hohe Ausgleichschicht aufzubringen. Die Ausgleichschicht ist in Leichtbeton unter Verwendung von Schlacken vorgesehen.

Die Fahrbahn erhält in der Richtung der Brückenachse ein dachförmiges Längsgefälle von 2% und ein gleich großes beiderseitiges Quergefälle. Der Scheitel der Brückenfahrbahn ist nach den beiden Widerlagern zu mit einem Kreisbogen von 1000 m Halbmesser ausgerundet.

Die Fahrbahnplatte im Bereich des Bogens ist auf Längs- und Querträgern aufgelagert. In der Querrichtung läuft die Platte über fünf Felder mit 2,30 m Spannweite, in der Längsrichtung über sechs Felder mit 3,84 m Spannweite. Die Platte ist 18,5 cm stark und wird kreuzweise bewehrt.

Im Bogenscheitel fällt die Fahrbahnkonstruktion mit den Druckhäuptern bezw. mit den oberen Druckplatten der Kastengewölbe zusammen. Gegen die Kämpfer zu wird die Fahrbahnkonstruktion mit Säulen auf die Kastengewölbe abgestützt. Die Fahrbahnsäulen sind über den Querschotten der Kastenträger angeordnet. Nächst den Kämpfern werden die Fahrbahnsäulen zur Abminderung der Knicklänge in halber Höhe gegenseitig abgesteift und mit schrägen Zwischenstützen bockartig abgestützt.

Im aufgelösten Teil der Widerlager wird die Fahrbahnplatte über vier Felder gespannt, zwei Endfelder mit je 3,90 m und zwei Mittelfelder mit je 4,03 m Spannweite.

Die Versorgungsleitungen (Gas, Wasser, Stark- und Schwachstrom) sind unter den Gehsteigen in ausgesparten Kanälen mit einer Abdeckung durch abnehmbare Gehwegplatten untergebracht. Die Ausbildung der durchlaufenden Druckhäupter im Scheitel erschwert die Führung der Versorgungsleitungen. Um die erforderliche Mindestlichthöhe für die Rohrkanäle zu gewinnen, mußte bei der geringen zur Verfügung stehenden Konstruktionshöhe im Bogenscheitel eine Kröpfung des Querschnittes in den Druckhäuptern und in den anschließenden Kastenquerschnitten in Kauf genommen werden.

III. Widerlager.

Der Schub infolge der ständigen Lasten beträgt 4880 t, der größte Schub infolge der Verkehrslasten 1010 t. Zur Übertragung auf den Baugrund dienen die beiden mächtigen Widerlager mit 20,6 m Länge in der Bodenfuge und einer Gesamtbetonmasse von je 6000 m³. Die Gründung der Widerlager ist in einer Tiefe von rd. 9 m unter der Flußsohle auf festgelagertem Flinzletten vorgesehen. Die Pressung des Untergrundes in der Bodenfuge beträgt im Höchstfalle 5 kg/cm². Der Neigungswinkel der ungünstigsten Endresultierenden in der Bodenfuge zum Lot beträgt bei Berücksichtigung vollen Auftriebes bis auf Niederwasserhöhe 20 °.

In den Widerlagern sind Auflasten in Magerbeton angeordnet, um das zur Standfestigkeit der Brücke erforderliche Gewicht zu erzielen. Für spätere Uferstraßen sind Durchfahrtöffnungen in den Widerlagern ausgespart. Die Landanschlüsse der Widerlager sind aufgelöst und gegen die Hinterfüllung mit einer bewehrten, bis zur Fahrbahnkonstruktion hochgeführten Rückwand abgeschlossen. Die Kämpfergelenke sind durch Gänge von den Uferstraßenunterführungen aus zugänglich gemacht.

IV. Architektonische Ausgestaltung.

Die Sichtflächen des Gewölbes und der Aufbauten sind geschlossen ausgeführt und liegen mit den Brüstungsgeländern in einer Ebene ohne Gesimse oder sonstige Schmuckformen, so daß nach außen große, ruhige Flächen sichtbar sind (Abb. 3 u. 4). Bei der Untersicht des Gewölbes wird die aufgelöste Konstruktion gezeigt. Über den Kämpfergelenken sind leichte bogenförmige Kanzeln mit Eisengeländern angeordnet. Die Kanzeln machen durch die Unterbrechung der Brüstungsgeländer die Höhenlage der Gehwege sichtbar und geben guten Anhalt für die maßstäbliche Beurteilung des Bauwerkes. Die Oberleitung der städtischen Straßenbahn und die Beleuchtungskörper werden von leichten eisernen Gitterwerkträgern, die an den Stirnwänden des Bogens befestigt sind und nur wenig in Erscheinung treten, getragen. Durch die starke Betonung der Widerlager in der Ansicht der Brücke wird die Schlankheit des Bogens besonders gehoben. Das Anschwellen in den Viertelpunkten, das namentlich bei unbewehrten Dreigelenkbogen unschöne Bogenformen ergibt, tritt nicht in Erscheinung, da der Bogen und die Stirnwände in einer Ebene liegen. Die baukünstlerische Ausbildung stammt von Prof. Bonatz von der Technischen Hochschule Stuttgart.

Bauausführung.

I. Baueinleitung.

Die hohen Beanspruchungen des Betons im Bogen erforderten eine sorgfältige Auswahl der Baustoffe. Eingehende Versuche am Bautechnischen Laboratorium der Technischen Hochschule München ergaben, daß der mit Schwimmbagger im freien Lech bei Kissing gewonnene Rundkiessand sich für die plastische Betonbereitung am besten eignet. Da die Kornzusammensetzung je nach Lagerung der Kiesbänke in weiten Grenzen schwankte, wurde die Lieferung des Kiessandes zur Baustelle getrennt nach Körnungen und die Zusammensetzung der Körnungen nach bestimmten Raumteilen (60% Naturriesel 5 bis 25 mm und 40% Sand 0 bis 5 mm) dem Unternehmer zur Pflicht gemacht. Zur Betonbereitung für den Bogen wurde dem Unternehmer die ausschließliche Verwendung von Dyckerhoff-Doppelzement vorgeschrieben. Die Überwachung der Betonarbeiten wurde nach den vorläufigen Leitsätzen für die Baukontrolle im Eisenbetonbau, herausgegeben vom Deutschen Beton-Verein im Oktober 1927[2]), durch eine ständige örtliche Bauaufsicht ausgeübt.

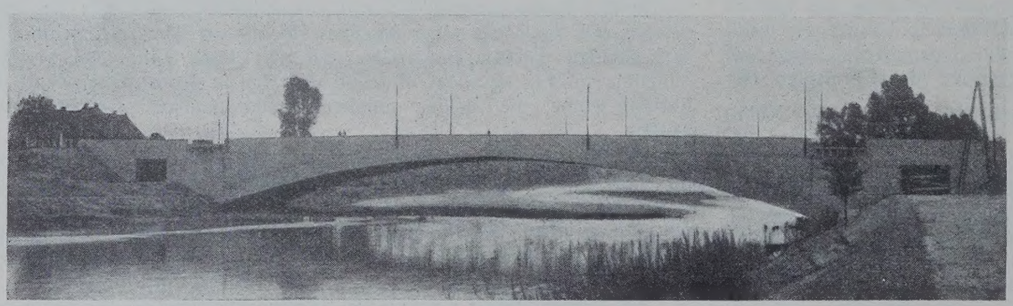


Abb. 3. Ansicht der Brücke von unterstrom.

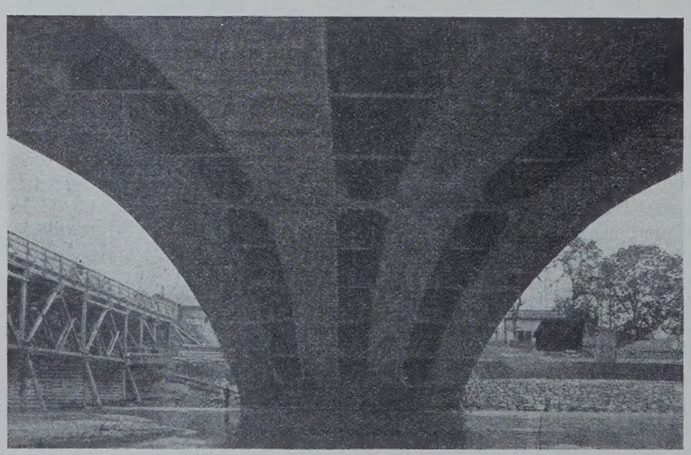


Abb. 4. Untersicht der Brücke.

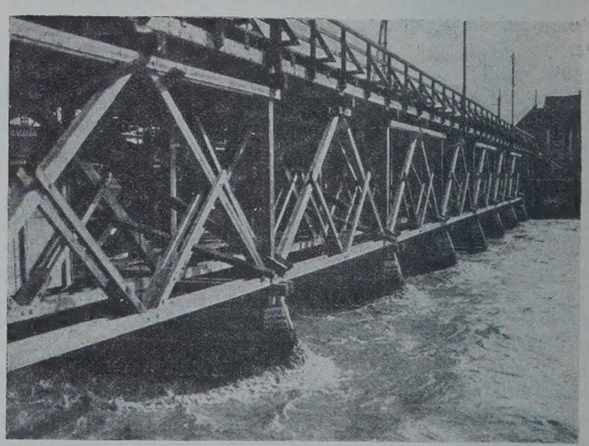


Abb. 5. Notbrücke von oberstrom.

Für die übrigen Bauwerkteile erschien die Verwendung von Kiessand aus dem Flußbett nächst der Baustelle zur Betonbereitung ausreichend.

Die Achse der neuen Straßenbrücke fällt in den Bereich der alten Brücke. Zunächst wurde zur Aufrechterhaltung des Verkehrs auf die

[2]) In zweiter Ausgabe erschienen Oktober 1928.

Dauer des Brückenneubaues eine Verschiebung der alten Brücke und Verwendung als Notbrücke ins Auge gefaßt. Nach übereinstimmendem Urteil der Eisenfachleute hätte eine Verschiebung der alten Bogenbrücke mit untenliegender Fahrbahn (81,6 m Stützweite) eine Unterbrechung des Verkehrs auf mehrere Tage erfordert. Da zur Verkehrsumleitung im Stadtgebiet nur ein ohnehin schon überlasteter Lechübergang in Lechhausen zur Verfügung stand, wurde der Bau einer eigenen hölzernen Notbrücke oberhalb der neuen Brücke beschlossen.

Die hölzerne Notbrücke (Gesamtlänge 118,5 m, 5 m Fahrbahnbreite, zwei Gehwege von je 1 m) besitzt acht Fluß- und sieben Landjoche und einen sprengwerkartigen Fachwerküberbau (Abb. 5). Die Flußjoche in Abständen von 11,35 m sind als Doppeljoche mit acht senkrechten und zwei Strebepfählen ausgebildet.

Nach der Umleitung des Verkehrs auf die Notbrücke mußte die alte Straßenbrücke dem Brückenneubau Platz machen. Der Bestand der alten Brücke wurde dazu verwertet, von der Fahrbahn aus das Untergerüst des späteren Lehrgerüstes — soweit es in den Bereich der alten Straßenbrücke zu liegen kam — zu schlagen; das Untergerüst diente als Arbeitsgerüst für den Abbruch der alten Straßenbrücke.

Der Unternehmer wurde im Bauvertrag verpflichtet, die Widerlager und den Bogen der neuen Brücke bis zum Beginn der hochwassergefährlichen Zeit im Frühjahr fertigzustellen, da der Bestand des Lehrgerüstes infolge der starken Verbauung des Lechbettes durch ein großes Hochwasser gefährdet erschien. Es galt daher, innerhalb der zur Verfügung stehenden neunmonatigen Bauzeit (September 1927 bis Mai 1928) den Bau der Widerlager möglichst zu fördern, um kurz nach der Frostperiode mit dem Bogen beginnen zu können.

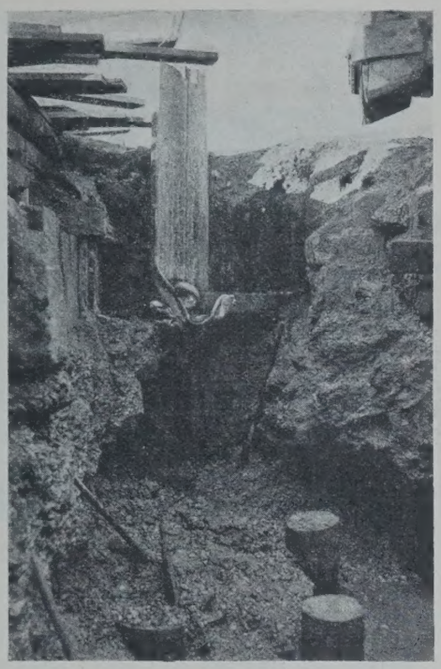


Abb. 6. Larssendiele, die das Betonfundament des alten Widerlagers nicht zu durchdringen vermag.

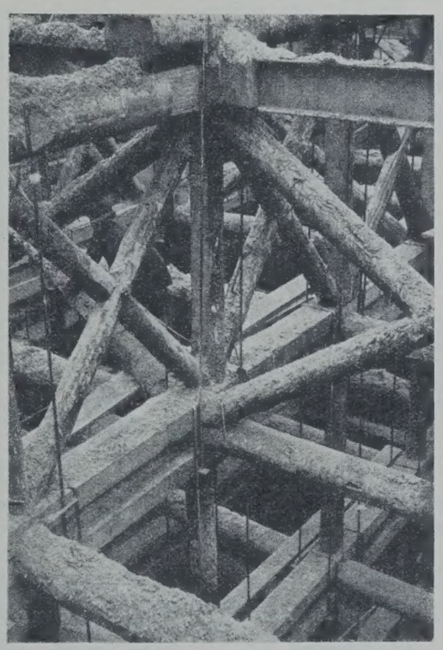


Abb. 10.
Knotenpunkt der Baugrubenaussteifung.

Abb. 7. Baugrube mit altem Widerlager.

Abb. 8. Baugrubenaussteifung.
Der Arbeitsraum wird nur durch die drei Zwischenstützen unterbrochen.

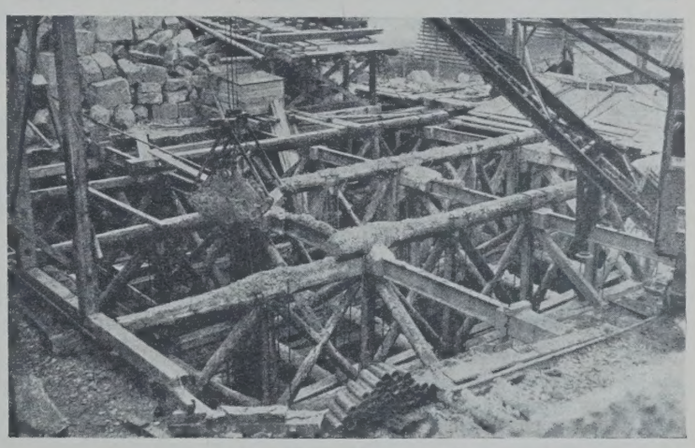


Abb. 9. Baugrubenaussteifung.
Draufsicht.

II. Bau der Widerlager.

Da durch die vorausgegangenen behördlichen Bohrungen tragfähiger Baugrund in Form von wasserundurchlässigem Flinzletten von großer Mächtigkeit 9 m unter NN festgestellt war, kam für den Bau der Widerlager nur eine Gründung in offener Baugrube mit Wasserhaltung in Frage.

Die beiden Widerlager wurden zeitlich nacheinander hergestellt. Der Abtrag über und zwischen den Spundwänden wurde zum größten Teil durch einen Vierseilgreifer mit 0,75 m³ Korbinhalt ausgeführt. Zum Rammen der Larssenspundwände Profil II diente eine Dampframme neuester Bauart der Fa. Menck & Hambrock G. m. b. H., Altona-Hamburg, Größe 16, mit einem Bärgewicht von 2000 kg. Die Rammleistungen mit durchschnittlich 1,8 m²/h bewegten sich in den Grenzen für mittelschweren Rammboden. Es zeigte sich, daß bei den großen Rammlängen bis zu 10,80 m und dem zum größten Teil aus Sand und Kies bestehenden Untergrund an Stelle des Profils II besser ein stärkeres Profil gewählt worden wäre (Abb. 6). Teilweises Aussprengen aus den Schlössern und Aufrollen von Spunddielen konnte jedoch ganz vermieden werden, sobald an Stelle der normalen Dielen (Flußstahl mit 37/44 kg/mm² Festigkeit) hochwertige Dielen aus Hartstahl mit 50/60 kg/mm² Festigkeit eingebaut wurden.

Die ungewöhnlich großen Abmessungen der Baugrube für die beiden Widerlager mit 20,5 m Länge, 17,5 m Breite und rd. 10 m Tiefe erforderten eine besonders sorgfältige Baugrubenaussteifung, zumal von der nahegelegenen Notbrückenrampe her eine nicht erhebliche einseitige Belastung aufgenommen werden mußte (Abb. 7 bis 10). Der Leitgedanke beim Entwurf der Baugrubenauszimmerung war, bei möglichst großer Sicherheit für den Bestand der Baugrube möglichst ungehinderten Arbeitsraum für den Aushub und die Betonierung zu schaffen. Die Aussteifung wurde dem fortschreitenden Aushub zwischen den Spundwänden entsprechend in drei Höhen vorgenommen und so ausgebildet, daß sie einzeln ausgebaut und im zweiten Widerlager wieder verwendet werden konnte. Zur Aufnahme des Erd-

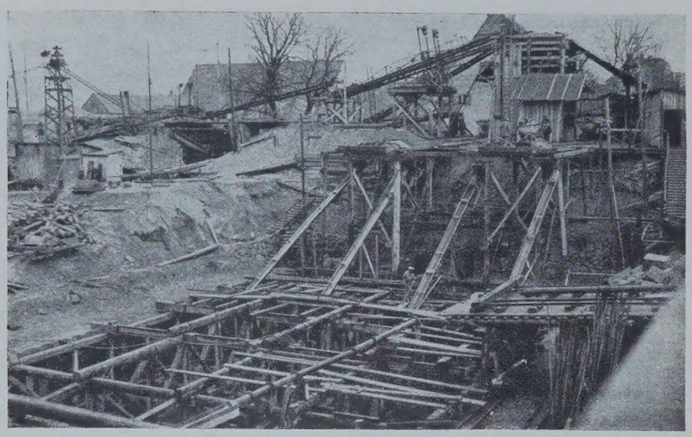


Abb. 11. Betonanlage.

druckes gegen den Spundwandkasten dienten drei wagerechte Fachwerkrahmen, deren Abstand sich von oben nach unten entsprechend dem zunehmenden Erddruck verkleinerte. Die Aussteifung der Rahmen, bei denen besonderes Gewicht auf die steife Eckausbildung gelegt wurde, war von Wand zu Wand bei den großen Abmessungen nicht möglich. Es wurden deshalb in der Längsachse der Baugrube drei Zwischenstützpunkte geschaffen, indem nach der Umspundung der Baugruben noch vor dem Beginn des Aushubes drei starke Kastenträger gerammt wurden. Der oberste Rahmen der Baugrubenaussteifung wurde am Kopf des Spundwandkastens fest verankert, so daß ein Abheben unmöglich war. Die unteren Gesperre konnten eine Bewegung nach oben nicht ausführen,

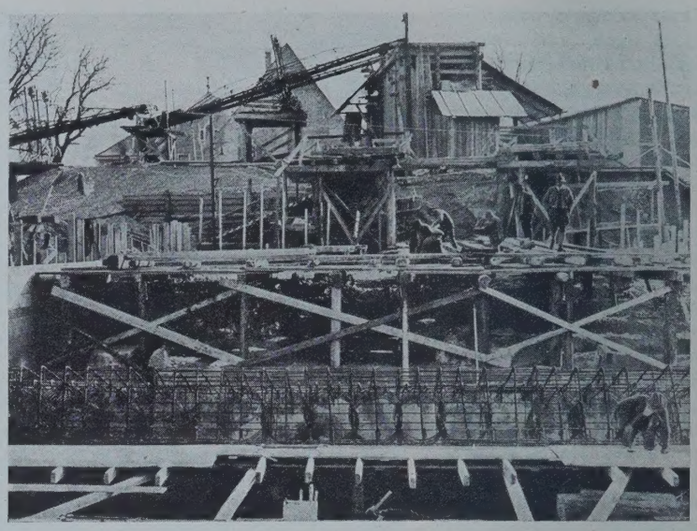


Abb. 12. Bewehrung des Kragarmes.

da sie sich durch Rundholzstempel gegen den obersten Rahmen stemmten, während nach unten Zuganker eine Veränderung der Lage ausschlossen. Die Standfestigkeit der ganzen Aussteifung wurde noch wesentlich dadurch erhöht, daß zwischen dem ersten und zweiten Kranz je drei Fachwerkbinder in der Längs- und Querrichtung der Baugrube ausgebildet waren.

Zur Aussteifung einer Baugrube waren 170 m³ Rund- und Kantholz sowie 35 t Eisen erforderlich. (Schluß folgt.)

Die Regulierung des Talweges in einem kanalartig ausgebauten Flußbette mit beweglicher Sohle.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr. **Eduard Faber,** Ministerialrat a. D. in München.

„Die Bautechnik“ 1928 enthält in Heft 30 u. 31 eine Abhandlung von W. Soldan: „Die gleichwertigen Wasserstände des Rheins und der Ausbau des Oberrheins von Straßburg bis Basel“. Sie erstreckt sich auf eine Reihe von Fragen, die für die stark gekürzten, kanalartig ausgebauten Flußbetten, zu denen der Oberrhein an erster Stelle zählt, eine verschiedenartige Erklärung gefunden haben und die für die Regulierung des Talweges entsprechender Wasserführung ein regelmäßiger Verkehr der Schiffahrt unmöglich ist. Die Abhilfe für diesen Mißstand lehren die Flüsse selbst. So kommt es an der oberen bayerischen Donau häufiger vor, daß zwischen geraden oder schwach gekrümmten Flußstrecken S-förmig gewundene Strecken bestehen, die aus Gründen rein örtlicher Natur von der Begradigung verschont geblieben sind und in denen ein gut ausgebildeter

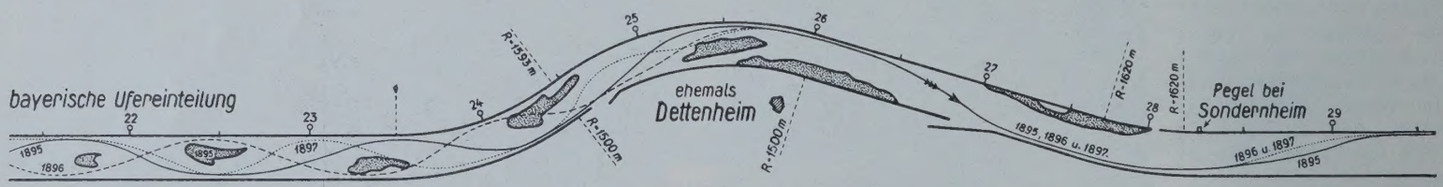


Abb. 1. Talweg des Rheins bei Dettenheim im September 1895, Dezember 1896 und November 1897 samt den Geschiebebänken am 25. September 1895 bei 2,65 m a. P. Sondernheim, nach Aufnahme des Flußbauamtes Speyer.

in einem solchen Bette von allgemeiner Bedeutung sind. Der Anregung durch die vorgenannte Abhandlung folgend, möchte ich nach meinen, am Oberrhein und an den südbayerischen Flüssen unmittelbar selbst gewonnenen Erfahrungen mithelfen, die Grundsätze für eine gute bauliche Behandlung geschiebeführender Flüsse zu gewinnen.

Die Bauten zur Festlegung eines kanalartigen Flußbettes sind einfacher Art: Uferdeckwerke und Parallelbauten. Da die Uferbauten im vorigen Jahrhundert ausschließlich dem Uferschutz zu dienen hatten, so wurde deren Böschungsanlage so steil angelegt, als es die Standsicherheit der Bauten erforderte. Buhnen kamen vor der planmäßigen, im vorigen Jahrhundert begonnenen Verbesserung der verwilderten süddeutschen Flüsse vielfach zur Anwendung. Da sie jedoch infolge mangelnder Erfahrung den Stromanfällen schroff entgegengestellt wurden und somit eine glotzige Form erhielten, so verursachten sie tiefe Auskolkungen. Die Buhnen wurden deshalb nach und nach aufgegeben und kamen nur noch zum Anschluß eines Parallelbaues an das feste Ufer zur Ausführung. Ein derartiges Bauwerk bezeichnete man als „Flügelbuhne“. Zur Umformung der Bettsohle wurden nur Grundschwellen angewendet und nur zu dem Zwecke, die Bausohle für einen künftigen Parallelbau zu erhöhen.

In den kanalartigen Flußbetten findet der Stromstrich keine dauernde Leitung. Mit überraschender Regelmäßigkeit pendelt er in Abhängigkeit von der Wasserführung zwischen den steilen und gestreckten Ufern. Infolge der Unstetigkeit des Stromstriches befindet sich das leicht bewegliche Bett derart in fortdauernder Umwälzung, daß trotz Talweg vorhanden ist. Derartige Einschaltungen beeinflussen den Gang der Geschiebebewegung nicht, wohl aber die Form der Flußsohle. Auch am Oberrhein findet sich bei Dettenheim-Sondernheim eine S-förmig gewundene Stromstrecke zwischen gerade verlaufenden Strecken. Diese Stromwindung ist vor der 1907 begonnenen Rheinregulierung durch die Auflösung der aus einer geraden Strecke herkommenden Geschiebebänke und also durch den Abschluß einer langen Strecke mit scheinbar regelmäßig wandernden Bänken besonders auffallend in die Erscheinung getreten[1]). (Vergl. Abb. 1).[2]) Das Verhalten derartiger Flußstrecken läßt die Grundbedingung für einen guten Talweg erkennen: Dem Stromstriche ist eine derart gewundene Richtung zu geben, daß er bei allen Wasserständen den einbuchtenden Ufern folgt. Der Stromstrich zeigt dann nur die vom Wechsel der Wasserstände beeinflußten Schwankungen.

Im allgemeinen sei gegenüber den immer wieder neu auftauchenden Lehrsätzen und Darstellungen über die Wanderung der Geschiebebänke noch folgendes hervorgehoben: Aufmerksames Beobachten und vergleichendes Studium der verschiedenartig baulich behandelten und ausgebildeten Flußstrecken führen zu der Erkenntnis, daß das Verhalten des

[1]) Vergl. meinen Hinweis auf die Stromwindung bei Dettenheim auf S. 426 r. Sp. der Deutschen Bauzeitung 1887.

[2]) Abb. 1, 2 u. 3 sind entnommen aus meinem Aufsatze: „Der Oberrhein und seine bauliche Behandlung“. „Die Bautechnik“ 1925, Heft 29, S. 398 bis 401.

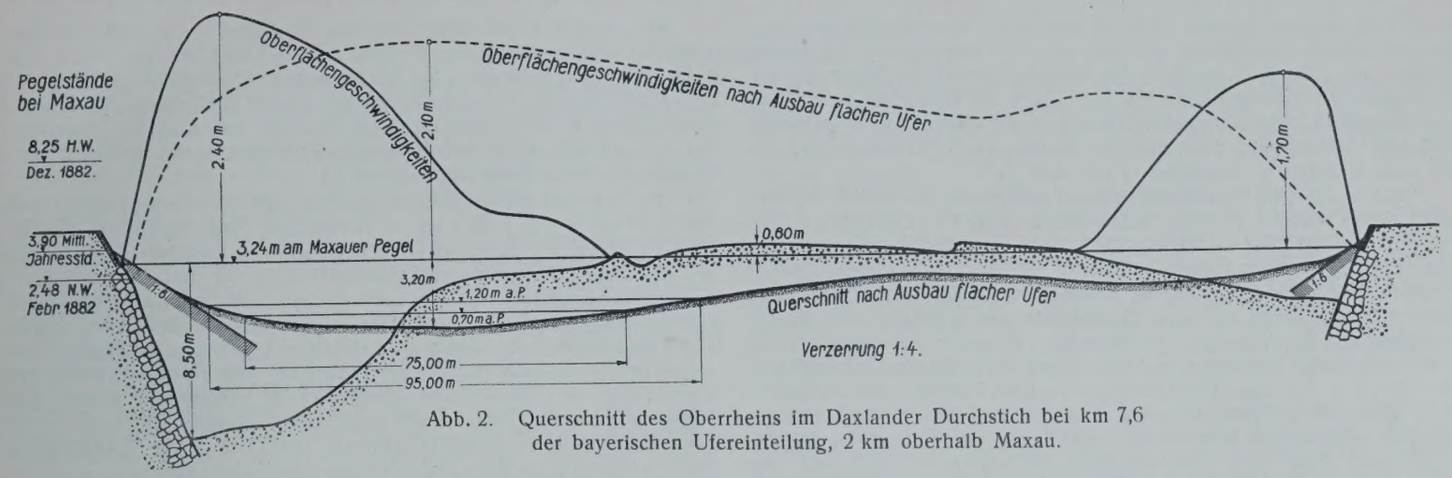


Abb. 2. Querschnitt des Oberrheins im Daxlander Durchstich bei km 7,6 der bayerischen Ufereinteilung, 2 km oberhalb Maxau.

Stromstriches von der Grundrißform des Flusses und von der Wasserführung abhängig ist und daß Form und Umbildung einer beweglichen Flußsohle durch die jeweilige Lage des Stromstriches beherrscht wird.[3])

An eine Festlegung des Stromstriches und damit auch des Talweges in dem vorgedachten Sinne konnte mit Rücksicht auf die Kosten vollwandiger Bauten nur unter ausgiebiger Verwendung buhnenartiger Einbauten gedacht werden. Jedoch mußte die Möglichkeit einer wirtschaftlichen Anlage und Erhaltung von Buhnen als selbständig wirkende Baukörper in den kanalartigen Flußbetten, die zwischen hohen, zumeist über Mittelwasser gelegenen Ufern eingespannt sind, erst erprobt werden. Dazu ergab sich bei den mir zur Ausführung übertragenen Flußbauten am Oberrhein bei Germersheim und am Inn im Bauamtsbezirk Rosenheim genügende Gelegenheit. Ich stellte ausgedehnte bauliche Versuche zu dem Zwecke an, die Auswirkung des Flusses gegenüber der jeweiligen Bauanlage zu beobachten, die Leistungsfähigkeit der auf den im Strome verankerten Senkfaschinenschiffen beschäftigten Mannschaften zu prüfen und danach die Bauweise zu verbessern. Es ergab sich die Möglichkeit, auch bei großer Wassertiefe und starker Strömung Grundschwellen sowie die zur Bauabdeckung notwendigen Senkstücke plangemäß einzuwerfen und bei einem die große Beweglichkeit des Bettes berücksichtigenden Bauvorgange flach geböschte, vollwandige Ufer sowie flach abfallende Buhnen mit entsprechenden Kosten herzustellen und zu erhalten.

Wie sehr meine auf Versuche gegründete Bauweise dem am Oberrhein üblichen Verfahren widersprach, erhellt beispielsweise daraus, daß sich 1881 der spätere badische Oberbaudirektor Honsell gelegentlich einer Besichtigung des aus einer Flügelbuhne bestehenden Baues nächst oberhalb der Einmündung in den Lingenfelder Altrhein bei Germersheim angesichts der außergewöhnlichen Stromverhältnisse äußerte: „Ich hätte nicht den Mut, einen solchen Bau auszuführen". Jedenfalls konnte er sich überzeugen, wie leicht die Vorgänge auch in einem so großen Strome wie dem Oberrhein bei entsprechender Bauweise zu beherrschen sind.[4])

Gelegentlich meiner baulichen Versuche beobachtete ich auch die Einwirkung der Uferbauten je nach Böschungsanlage auf das Verhalten der Flußsohle. In jeder Kolkstrecke, zu deren Ufer die aus dem Übergange kommende Strömung anfällt und von dem aus sie unter Stauwirkung in ihrer Richtung abgelenkt wird, findet sich die größte Tiefe in den einzelnen dreieckförmigen Kolkquerschnitten hart am Fuße der steilen Uferböschung. Mit der zunehmenden Verflachung der Ufer über eine zweimalige Böschung hinaus konnte ich die bekannte Erscheinung wahrnehmen, daß sich ein schalenförmiger Anschluß der beweglichen Sohle an das flacher geböschte Ufer ausbildet. Infolgedessen rückt auch der Ort der größten Tiefe von dem festen Ufer ab, und zugleich vermindert sich das Maß dieser Tiefe. Je flacher das Ufer längs einer Kolkstrecke abgeböscht ist, desto mehr wird die Stoßkraft des unter dem Einflusse der Stauwirkung über die Böschung hinabfließenden Wassers in seiner kolkenden Wirkung auf die Bettsohle abgeschwächt. Die wissenschaftliche Begründung dieses Vorganges geht auf die Studien von Professor Möller zurück.[5])

Die kanalartig ausgebauten Flußstrecken haben infolge der mit zahlreichen Durchstichen vorgenommenen Laufkürzungen eine bedeutende Einbuße an Schiffbarkeit erlitten. Diese Einbuße kann selbstverständlich durch Einbauten in das gekürzte Flußbett nur zum Teil zurückgewonnen werden. Eine Bauweise aber, durch die das erreichbare Maß einer Verbesserung des Talweges zu erzielen ist, kann nur durch bauliche Versuche in dem zu behandelnden Flusse ermittelt werden, durch Versuche, die die Eigenschaften des Flusses und namentlich seine Krankheitserscheinungen infolge der Verkrüppelung des gekürzten Talweges erkennen lassen. Ebenso wäre es Sache des Versuches, den Wert der Einschaltung S-förmig gewundener Flußstrecken an geeigneten Orten, wie beispielsweise an den Überschneidungsstellen der Altwasserrinnen durch den bestehenden Flußlauf, zu prüfen. Neben dem Vorteil einer Verbesserung der Wasserstraße erleichtert eine derartige Einschaltung die Festlegung des Stromstriches in der flußabwärts unmittelbar anstoßenden Strecke.[6]) Auch daran wäre zu denken, stark eingetiefte und deshalb verengte Flußstrecken, wie eine solche beispielsweise im Rhein oberhalb Breisach besteht, dadurch zu verbessern, daß die Scheitelpunkte der Linienführung für die regulierte Flußstrecke sooft und soweit als zweckdienlich und ausführbar in das bestehende Ufer hinein verlegt werden. Damit könnte neben einer wesentlichen Verbesserung der Wasserstraße das Flußbett verbreitert und der Wasserabfluß gehemmt werden. Die vorbezeichneten Maßnahmen gehen sonach darauf hinaus, die in den gekürzten Flußstrecken für die Schiffahrt bestehenden Nachteile abzumindern.

Die beiden Forderungen — Festlegung des Talweges und möglichster Rückgewinn an Schiffbarkeit — stimmen überein mit dem Grundsatze, den ich in der Deutschen Bauzeitung 1885, S. 355, r. Sp., nach meinen Versuchen am Oberrhein aufgestellt habe: „Die Lösung der Aufgabe besteht darin, daß durch Einbauten dem Strome die Möglichkeit abnormer Tiefenbildung genommen und daß er damit zu einer regelmäßigen Bewegung des Wassers und der Geschiebe veranlaßt wird". Sonach sind die dreieckförmigen Querschnitte in den Kolkstrecken möglichst auszugleichen, um eine Abnahme der Wassergeschwindigkeit zu erzielen, hauptsächlich aber deshalb, um den für die Schiffahrt nutzbaren Teil des Talweges zu verbreitern und also dem Verkehr eine möglichst große Bewegungsfreiheit zu verschaffen. Damit ergibt sich dann auch für die Linienführung im Regulierungsentwurf zur Bestimmung der Flußübergänge eine größere Freiheit.

Die Verflachung der steilen Ufer in den Kolkstrecken zur Ausgleichung der dreieckförmigen Querschnitte geschieht durch Einbauten, die am besten von der Höhe des Niederwassers aus flach abfallen, seien dies vollwandige Uferbauten oder Buhnen. Sache des Versuches wäre es, eine zweckmäßige, von oben nach unten zunehmende Verflachung der Einbauten zu bestimmen und zugleich diesen Abfall derart einzurichten, daß der Stromstrich eine entsprechend gewundene Richtung annimmt. Änderungen in den regulierten Querschnitten, die sich allenfalls infolge einer Änderung in der Höhenlage des Flußbettes als notwendig erwiesen, könnten bei der vorgeschlagenen Bauweise leicht vorgenommen werden.

Die von der Regulierung zu erhoffende Leistungsfähigkeit des Talweges in einer Kolkstrecke ist aus Querschnitten zu bestimmen, die sich durch die versuchsweise ermittelten Einbauten zur Ausgleichung der dreieckförmigen Kolkquerschnitte ergeben. Der Ausbau der schalenförmigen Querschnitte in den Übergängen bietet keine Schwierigkeit.

[3]) Faber: „Form und Umbildung einer beweglichen Flußsohle in Abhängigkeit von dem Ausbau der Ufer und den Schwankungen der Wasserführung". „Deutsche Wasserwirtschaft" 1928, Heft 4 vom 20. April.

[4]) Faber: „Denkschrift über die Verbesserung der Schiffbarkeit der bayerischen Donau". Verlag von R. Oldenbourg. München 1905. S. 60 bis 66 und Blatt VII.

[5]) Möller: „Studien über die Bewegung des Wassers in Flüssen mit Bezug auf die Ausbildung des Flußprofils". Zeitschrift für Bauwesen 1883. — „Das Wasserbaulaboratorium der Technischen Hochschule in Braunschweig". S. 65 bis 78 im Buche „Die Wasserbaulaboratorien Europas". 1926.

[6]) Vergl. „Die Ausbildung des Flußbettes der Donau im Karolinenkanal unterhalb Lauingen" auf S. 19 meiner „Studien über die Verbesserung der Schiffbarkeit der Donau von Kelheim bis Ulm". Berlin-Grunewald 1903. Verlag von A. Troschel. Mit 3 Tafeln.

Somit wird das neue Flußbett eine den natürlichen Verhältnissen genügend nahe kommende Begrenzung erhalten und der Wasserabfluß ein gleichmäßiger sein. Einen Querschnitt der vorgedachten Art im Scheitelpunkte des regulierten Talweges habe ich auf S. 424 der Deutschen Bauzeitung 1887 dargestellt. Späterhin behandelte ich diesen Gegenstand eingehender nach den im Oberrhein, 2 km oberhalb Maxau, am 3. November 1887 von mir vorgenommenen Messungen (vergl. Abb. 2).[7])

Sind die nötigen Vorarbeiten geleistet und ist also namentlich die Bauweise durch bauliche Versuche bestimmt, dann ist an jeder Baustelle die größtmögliche Leistungsfähigkeit für die Schiffahrt anzustreben, und zwar ohne Rücksicht auf die sogenannten „gleichwertigen Wasserstände". Dies ist erforderlich, da sich Grundrißform und Wasserführung sowie die vom Standpunkte der Schiffahrt aus an die Linienführung des Talweges zu stellende Forderung an den einzelnen Orten verschieden auswirken, so daß sich auch bei sorgfältigster Ausführung der Talweg in den regulierten Flußstrecken nach Fahrtiefe und Fahrbreite nicht gleichwertig einstellen wird. Für eine auf ihre größte Leistungsfähigkeit hergerichtete Wasserstraße mit ihrem gleichmäßigeren Wasserabfluß wird dann eine Vorschrift leicht zu bestimmen sein, nach der jederzeit die auf den einzelnen Strecken bestehende kleinste Fahrtiefe über den Schwellen den Schiffahrtbeteiligten zur Kenntnis gebracht werden kann.

Meine vorstehende Äußerung über die Verflachung der steilen Ufer in den Kolkstrecken zum Ausgleich der dreieckförmigen Querschnitte deckt sich mit der Bemerkung von Soldan auf S. 452 r. Sp. seiner eingangs genannten Abhandlung, die sich auf den Ausbau des Oberrheins bezieht. Sie lautet: „Durch den Ausbau muß vor allen Dingen ein ausreichend geschlängeltes und gleichmäßig breites Mittel- und Niedrigwasserbett hergestellt und festgelegt werden. Eine wesentliche Voraussetzung hierfür ist aber die Verflachung der tiefen Kolke". (Der gesperrte Druck ist von mir veranlaßt.) In welcher Weise und bis zu welchem Maße die Verflachung der tiefen Kolke zu geschehen habe, ist nicht angegeben.

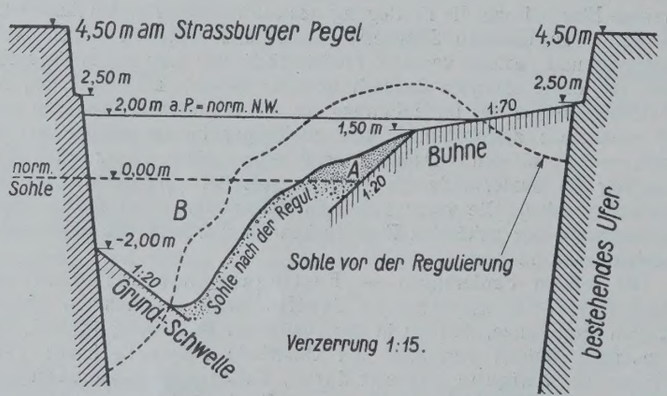


Abb. 3. „Kolkprofil" des Oberrheins nach Schneider in der elsässischen Bauabteilung.

Zur Beantwortung der von Soldan offengelassenen Fragen dient eine Veröffentlichung über die zur Regulierung der Rheinstrecke Sondernheim—Straßburg angewandten Bauweisen, die dem Baurat August Schneider, dem ehemaligen Leiter der Regulierung in Elsaß-Lothringen, zu verdanken ist. Nach seinen Kolkprofilen *Sr* und *Sl* liegt der neue Talweg im Krümmungsscheitel hart an dem bestehenden Ufer an.[8]) Diesem Ufer gegenüber ragt eine hochgelegene Buhne weit in das Strombett hinein und drängt das Wasser gegen das steile Ufer an. Die Erosionswirkung wird durch eine Grundschwelle, die vom bestehenden Ufer aus mit einer Neigung von 1:20 gegen die Wagerechte abfällt, gebremst (vergl. Abb. 3). Zur Bauausführung waren zwei nahezu gleich lange Bauabteilungen eingerichtet. In der oberen, elsässischen Bauabteilung wurde die Wurzel der Grundschwellen in den Scheitelprofilen auf 4 m und in der badischen Bauabteilung auf 3 m unter das normale NW gelegt. Nach den beiden Kolkprofilen *Sr* und *Sl* in jeder Bauabteilung ist die größte ursprüngliche Tiefe im Talweg bei normalem NW infolge der Regulierung im Mittel der beiden Profile zurückgegangen in der elsässischen Bauabteilung:

von 8,10 m auf 5,80 m, sonach eine Ermäßigung von 28 %,

in der badischen Bauabteilung:

von 8,20 m auf 5,20 m, sonach eine Ermäßigung von 37 %.

Nach diesen Tiefenmaßen üben die Schwellen in der badischen Bauabteilung eine verflachendere Wirkung auf die Kolke aus, als die um 1 m tiefer liegenden Schwellen in der elsässischen Bauabteilung. Zugleich ergibt sich, daß die tiefen Kolke auf der ganzen Rheinstrecke Straßburg—Sondernheim nicht in dem erreichbaren Maße mit etwa 60 % verflacht wurden und daß gerade auf der oberen Bauabteilung mit ihrem stärkeren Gefälle die Verflachung am kleinsten ist.

Die Bauweise für die Rheinregulierung und deren Erfolg kennzeichnet Soldan auf S. 452 r. Sp. seiner Abhandlung mit folgenden Worten: „Beim Entwurf für den Ausbau des Oberrheins zwischen Sondernheim und Straßburg hat man die Grundsätze, die in fast hundertjähriger Erfahrung, namentlich in den norddeutschen Strömen und an der Rhône entwickelt worden waren, folgerichtig auf den besonderen Fall angewandt. Die Aufgabe war nicht leicht, aber sie ist gut gelungen." Danach wäre anzunehmen, daß die infolge der Festlegung des Talweges entstandene Verflachung der tiefen Kolke genüge. Dem widerspricht jedoch nach obiger Angabe der Zustand des regulierten Talweges. Sonach fehlt eine wesentliche Voraussetzung für eine gute Ausbildung des Talweges in der regulierten Rheinstrecke.

Sodann ist hervorzuheben, daß sich die hundertjährige Erfahrung im Flußbau nicht so geradlinig entwickelt hat, wie dies im voraus angenommen wird. An den süddeutschen Flüssen war im vorigen Jahrhundert der Parallelbau vorherrschend geworden.[9]) Ebenso ist bekannt, daß Girardon seine Bauweise an der Rhône der norddeutschen Bauweise nachgebildet hat. Das konnte er tun, da die von ihm behandelte Rhône im großen und ganzen eine natürlich gestaltete Grundrißform besitzt. Eine Bauweise mit Buhnen zur Verbesserung der Schiffahrt in den kanalartigen Flußbetten — also in Flußbetten mit einer unnatürlichen Grundrißform — mußte erst erprobt werden.

Die Regulierung des Oberrheins würde einen anderen Verlauf — zeitlich und technisch — genommen haben, wenn Honsell meine schon in den 1880er Jahren gegebene Anregung zur Vornahme baulicher Versuche im Oberrhein behufs Ermittlung einer den Stromverhältnissen entsprechenden Bauweise nicht zurückgewiesen hätte. Jedenfalls aber hätte die in seinem Regulierungsentwurf vom Winter 1896/97 empfohlene Bauweise eine zweckentsprechendere Form erhalten, wenn sie mit Hilfe baulicher Versuche ermittelt worden wäre. Da Honsell die Ergebnisse meiner Versuchsbauten bei Germersheim kannte, so war er in der Lage, wenigstens den Einbau flach abfallender Buhnen in das leicht bewegliche Rheinbett vorzuschlagen.

Mit der Unterlassung von Versuchsbauten am Oberrhein nahm auch die Vorausbestimmung der Leistungsfähigkeit des regulierten Talweges einen eigentümlichen Verlauf. Prof. Sayer in Karlsruhe hat in seiner im März 1895 als Manuskript veröffentlichten Abhandlung: „Über die Verbesserung der Schiffbarkeit des Oberrheins von Mannheim bis Straßburg" vorgeschlagen, das Niederwasserbett des Oberrheins wie einen Wildbach festzulegen. Dementsprechend ging Sayer bei seinen Berechnungen für die Weite des neuen Niederwasserbettes von trapezförmigen Querschnitten aus. Diese Art der Berechnung nahm Honsell in seinen Regulierungsentwurf auf. Die Zuhilfenahme eines trapezförmigen, für einen Fluß mit beweglicher Bettsohle unnatürlichen Querschnittes führte in den Kolkstrecken zu einer strammen Einschnürung sowie zu einer den natürlichen Abflußvorgängen nicht entsprechenden Begrenzung des regulierten Talweges und verleitete dazu, den Talweg im Scheitel der Linienführung hart an das bestehende, vom Stromanfall getroffene, steile Ufer zu legen.

Bei einer Weiterführung der Bauarbeiten für die in Aussicht stehende Regulierung der Rheinstrecke Straßburg—Basel fällt sehr ins Gewicht, daß die Grundrißform auf dieser Strecke dem Strome im allgemeinen eine bessere Leitung bietet, als sie auf der wesentlich stärker gekürzten Rheinstrecke Straßburg—Sondernheim vor der Regulierung bestanden hat. Dieser Umstand erleichtert die Festlegung des Talweges über Straßburg hinaus.[10]) Damit jedoch die regulierte Wasserstraße Straßburg—Basel ihren vollen Wert erhält, ist die Bauweise zur Verflachung der Kolke durch bauliche Versuche im einzelnen zu bestimmen — eine unentbehrliche, jedoch in kurzer Zeit zu leistende Aufgabe. Zugleich könnten durch derartige Versuche die Kenntnisse über eine zur Regulierung des Talweges in einem kanalartig ausgebauten Flußbett geeignete Bauweise wesentlich erweitert werden. Ist aber der Oberrhein für die Großschiffahrt ausgebaut, dann wäre es höchste Zeit, ihn auch für die außergewöhnlichen Hochwasser auszubauen.

München, 1. September 1928.

[7]) Vergl. den die Abb. 2 erklärenden Text: „Die Bautechnik" 1925, Heft 29 vom 3. Juli, S. 399 u. 400.

[8]) „Die Bautechnik" 1925, Heft 12 vom 17. März, S. 129 bis 141. Die Kolkprofile *Sr* und *Sl* sind dargestellt auf S. 135 u. 138.

[9]) Vergl. Frauenholz: „Das Wasser mit Bezug auf wirtschaftliche Aufgaben der Gegenwart". München 1881. Theodor Ackermann. S. 43 u. 44.

[10]) Vergl. „Die Bautechnik" 1926, Heft 20 vom 7. Mai, S. 291, l. Sp.

Vermischtes.

Einsturz eines Brückengerüstes über die Sieg bei Menden. Am 8. Dezember 1928 ist der Mittelbogen der im Bau befindlichen Brücke über die Sieg bei Menden eingestürzt. Wie der Deutsche Beton-Verein (E. V.) mitteilt, handelt es sich um einen Bogen mit angehängter Fahrbahn. Die Spannweite des Bogens beträgt rd. 60 m. Die seitlichen anschließenden Betonbogen der Flutbrücke waren bereits fertig gestellt. Sie sind durch den Unfall nicht betroffen worden. Der eingestürzte Bogen ist ein Melan-Bogen, d. h. ein festes Eisengerippe, das während des Betonierens zugleich als Rüstung dienen sollte. Zur Zeit des Einsturzes war das starre Eisengerippe vollständig aufgestellt. Es bestand aus den beiden tragenden Bogenrippen mit Querriegeln in der Nähe des Scheitels, den Hängestangen und den verbindenden Querträgern. Die zusätzliche Rundeisenbewehrung der Bogenrippen war fertig verlegt. Bogenrippen und Querträger waren durch einstweilige Anker reichlich miteinander verspannt. An den Bogenrippen war die Schalung für den Bogenbeton angehängt. An Stelle der Fahrbahn war ein Bohlenbelag aufgebracht. Dieser trug seit einigen Tagen als Vorbelastung die zum Betonieren des Bogens erforderlichen Kies- und Sandmengen einschl. eines Zuschlages für Zement und Wasser. Hierdurch war theoretisch das starre Gerippe des Bogens im gleichen Spannungszustande wie nach dem Betonieren der Bogenrippen. Die eisernen Bogenrippen waren als Dreigelenkbogen montiert. Mit dem Betonieren war am Tage vor dem Einsturz begonnen worden, und es war also, als das Gerüst einstürzte, noch wenig Beton im Bogen eingebracht. Vor allem war eine Verbundwirkung noch nicht möglich. Beim Betonieren des Bogens wurde in der Weise vorgegangen, daß die für den Beton erforderlichen Mengen Sand und Kies jeweils an der betr. Stelle der Fahrbahn weggenommen und im Bogen als Betonmasse eingebracht wurden, so daß im Belastungs- und Gleichgewichtszustande der Eisenkonstruktion keine Änderung eintrat. Das hierzu erforderliche Arbeitsverfahren war bis in die letzten Einzelheiten ausgearbeitet, und es wurde dabei sehr sorgfältig zu Werke gegangen. Der Einsturz des Eisengerüstes trat ganz plötzlich, ohne vorherige Anzeichen ein. Von den Arbeitern, die gerade bei dem Betonieren beschäftigt waren, konnten sich alle bis auf einen retten; dieser ist ertrunken. Genaueres über die Ursachen des Einsturzes läßt sich erst nach Abschluß der Untersuchung sagen.

Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. (35) Einsturz einer von Unberufenen ausgeführten Betondecke. Beim Bau eines Wohnhauses führten die beiden nicht sachverständigen Bauherren eine unbewehrte Betondecke zwischen zwei 2,4 m voneinander entfernten eisernen Trägern selbst aus. Als sie bereits 8 Tage nach dem Betonieren die Decke ausschalten, stürzte diese ein und verletzte einen von ihnen nicht unerheblich.

Angeblich ist der Beton im Verhältnis 160 Schaufeln Kies zu 2 Sack Portlandzement gemischt worden. Ein Sachverständiger stellte fest, daß eine im Entwurf vorgesehene Zwischenwand, die die Spannweite der Decke unterteilen sollte, nicht ausgeführt war. Der Beton enthielt Humuserde und Gras und ließ sich noch nach drei Wochen mit der Hand leicht zerbrechen und zerreiben. Den Bauherren wurde auf Grund des Unfalls verboten, noch irgendwelche weiteren Betonarbeiten an dem Neubau in eigener Regie auszuführen. We.

Wiederherstellung einer durch Hochwasser zerstörten massiven Brücke in Indien. Der ungefähr 800 m breite Nerbudda-Fluß wird bei Mandla von einer aus 80 Bogen von 6,1 m Lichtweite bestehenden massiven Brücke überschritten; ihre Pfeiler sind 1,07 m stark, jeder fünfte hat die doppelte Stärke. An einem Ende schließt sich eine Straßenstrecke zwischen Stützmauern an. Mit ihr zusammen ist das ganze Bauwerk etwas über 700 m lang. Die Brücke ist 5,2 m breit. Ihre Fahrbahn ist mit Steinen gepflastert.

1913 aus an Ort und Stelle gebrochenen Steinen in Kalkmörtel erbaut, hat sich die Brücke bis 1926 trotz schwerer Beanspruchung durch Hochwasser gut gehalten. Der Nerbudda-Fluß ist nämlich an der Brückenbaustelle zwar in der trockenen Jahreszeit nur 3,35 m tief, schwillt aber in der Regenzeit so an, daß er um mehr als 9 m steigt, und überflutet dann die Brücke. Er führt dabei Baumstämme von 2,5 m und mehr Durchmesser und 20 bis 25 m Länge mit; dazu wird auch das Flußbett, das aus auf Schlamm lagernden Felsblöcken besteht, aufgewühlt, so daß das Bauwerk stark gefährdet ist, sowohl in seinen Gründungen wie in seinem Überbau. So schnell wie das Hochwasser kommt, so schnell verläuft es sich auch wieder, so daß der Verkehr über die Brücke selten länger als ein bis zwei Tage gesperrt ist. Im September 1926 trat ein ungewöhnliches Hochwasser ein, dem die Brücke nicht standhalten konnte: die drei mittleren Bogen stürzten ein, und auch sonst wurde die Brücke schwer beschädigt.

Bei der Wiederherstellung kam es hauptsächlich darauf an, den Bau so zu betreiben, daß das Hochwasser der nächsten Regenzeit der Brücke nichts mehr anhaben konnte. Das ist nach einem Bericht in Concrete and Construct. Eng. vom August 1928 auch gelungen. Die Bauarbeiten wurden im Januar 1927 begonnen, und als im Juni ein Hochwasser auftrat, fehlte nur noch das Pflaster. Auch dieses wurde im Juli hergestellt, so daß der Bau vom Tage der Vergebung der Bauarbeiten acht, vom Tage des Baubeginns sieben Monate gedauert hatte. Den Hochwässern des Jahres 1927 hat das Bauwerk gut standgehalten.

Mit der Wiederherstellung der Brücke war ein sehr erheblicher Umbau verbunden. Vermutlich wegen des unsicheren Baugrundes entschloß man sich, die drei eingestürzten Bogen durch ein einziges Gewölbe von 20,45 m Lichtweite zu ersetzen. An Stelle der Straße zwischen Stützmauern, die ebenfalls weggerissen waren, wurde eine Anlage geschaffen, bei der die Straße auf drei Gewölben von 15,25 m Lichtweite liegt. Dabei wurde die Brücke durch eine ausgekragte Platte auf der stromab gelegenen Seite um 30 cm verbreitert. Alle Gewölbe wurden neu mit Beton abgedeckt, und das Pflaster wurde erneuert. Kleinere sonstige Schäden wurden beseitigt (Abb. 1 u. 2).

Im Januar lieferte der Unternehmer die Baustoffe und Geräte an und errichtete Arbeiterlager, Räume für die Bauleitung usw. Die Anförderung wurde dadurch sehr erschwert, daß das Hochwasser, das die Straßenbrücke über den Nerbudda zerstört hatte, auch einige benachbarte Eisenbahnbrücken weggerissen hatte, so daß der Eisenbahnverkehr unterbrochen war. Im Februar wurde mit der Gründung der neuen Gewölbe, die die Straße an Stelle der Stützmauern aufnehmen sollten, begonnen. Die Baustelle wurde mit Erddämmen umgeben, und mehrere Pumpen mußten in Tätigkeit gesetzt werden, um die Baugrube trockenzulegen. Die feste Bausohle zu erreichen, machte erhebliche Schwierigkeiten, weil dabei Felsblöcke zu heben waren, Schlamm auszugraben und loser Fels zu gewinnen war. Während diese Arbeiten noch im Gange waren, wurde mit dem Bau des die große Mittelöffnung überspannenden Bogens begonnen. Seine Kämpfer liegen unter Wasser. Die nötige Stärke für seine Widerlager wurde dadurch gewonnen, daß in den benachbarten Öffnungen eine Verstärkung aus Beton an den Pfeilern angebracht wurde. Hier machte besonders die Wasserhaltung Schwierigkeiten, Erddämme versagten in dem tiefen Wasser. Es wurden deshalb Wellblechschalungen in 90 cm Abstand aufgestellt und mit Beton ausgefüllt. Schon einen Tag nach der Herstellung war der Beton so fest, daß er ausgeschalt und daß mit dem Pumpen begonnen werden konnte. Wenn aber in der Baugrube ein Felsblock aufgehoben und der Schlamm ausgegraben wurde, bildeten sich alsbald Wasseradern, die die ganze Baugrube überfluteten. Es mußten deshalb neue Betondämme gebaut werden, die Sohle mußte, in kleine Abschnitte geteilt, mit Beton gedichtet werden, während in einem anderen Abschnitt der feste Baugrund freigelegt wurde. So wurden die Widerlager in einzelnen Teilen gegründet und hochgeführt.

Die Schalung für das Gewölbe wurde von Böcken unterstützt, die mit Hilfe künstlicher, auf Plattformen aufgebrachter Belastung in das 3,3 m tiefe Wasser versenkt wurden. Dieses Gewölbe, in Beton mit starker Bewehrung erbaut, ist 7,3 m breit, also 1,8 m breiter als die Brücke im übrigen, so daß Fahrzeuge hier halten und überholen können. Wkk.

Jahresversammlung des Reichsausschusses für Metallschutz in Berlin. Der Reichsausschuß für Metallschutz hielt unter zahlreicher Beteiligung der interessierten Fachkreise aus allen Teilen Deutschlands seine

Abb. 1.

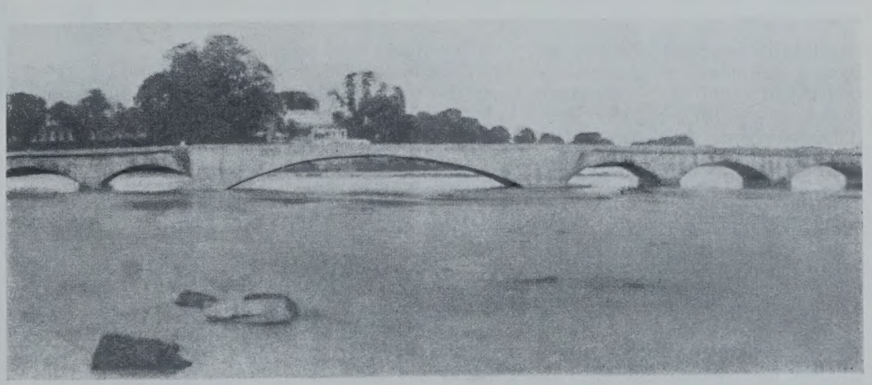


Abb. 2.

Jahresversammlung am 22. bis 24. November 1928 in den Räumen des Vereines deutscher Ingenieure in Berlin ab. Der Vorsitzende, Prof. Dr. Maaß, gab die am 3. November 1928 unter Mitwirkung von Vertretern der österreichischen Regierung, der österreichischen Bundesbahnen sowie der Wissenschaft und Industrie stattgefundene Gründung eines österreichischen Ausschusses für Metallschutz in Wien bekannt und begrüßte die im Interesse der Behandlung und Klärung der leider noch wenig erforschten Korrosionsfragen von beiden Ausschüssen in Aussicht genommene Zusammenarbeit, die nicht nur für die Erhaltung der Metalle, sondern auch aller übrigen Baustoffe von größter wirtschaftlicher Bedeutung ist. Er behandelte dann die vom Deutschen Reichsausschuß für Metallschutz im Jahre 1928 durchgeführten wissenschaftlichen Arbeiten, insbesondere die Einwirkung von Salzlaugen auf die verschiedenen Metalle mit Rücksicht auf die Verhältnisse in der Kaliindustrie, ferner die Untersuchungen über den Einfluß des Umschmelzens sowie des Walzens und Ausglühens von Aluminium und über die rostverhütende Wirkung der Mennige. Die Tagung selbst brachte zahlreiche teils wissenschaftliche Untersuchungen, teils praktische Erfahrungen behandelnde Vorträge, und zwar: Über die Bekämpfung der Rohrkorrosion von Bessig, Berlin-Frohnau; über den Einfluß der Depolarisation auf die Korrosionsgeschwindigkeiten und ihre praktische Nutzanwendung von Tödt, Charlottenburg; über die Vorbehandlung von Eisenelektroden bei Korrosionsversuchen von van Wüllen-Scholten, Dresden; über neuere Vergleichs-Untersuchungen gewöhnlicher und disperser Mennige von Junk, Berlin; ferner über Versuche mit Schutzanstrichen im Seewasser von Bärenfänger, Kiel; über die Korrosion des Messings von Haas, Aachen; über Korrosion von Aluminium und Aluminiumlegierungen von Schwinning, Dresden; über die künstliche Korrosion von japanischen Sonderlegierungen von Denzo Uno, Kioto, Japan; über die Eisenbeizung von Keller, Halle; über Flüssigkeiten als Betonzerstörer und die Möglichkeiten des Betonschutzes von Grün, Düsseldorf, und über die Angriffswirkungen, die im praktischen Betriebe auf feuerfeste Baustoffe ausgeübt werden, von Dr. Pulfrich, Berlin.

Besonderes Interesse erregte ein mit dem Zeitraffer vorgeführter Film über die Zerstörung eines Betonwürfels infolge der Einwirkung einer säurehaltigen Flüssigkeit, bei der der in 48 Stunden vollendete Zerfall des Würfels, dargestellt durch fortlaufende, in Zeitabständen von je einer Minute gemachte Aufnahmen in der Zeit von drei Minuten vorgeführt wurde. Die nächstjährige Tagung des Reichsausschusses soll im Oktober 1929 in Wien abgehalten werden. Dr. F. G.

Die neuen Umschlaganlagen im Hafen von Buenos Aires. Der Hafen von Buenos Aires ist, wie wir den V. D. I.-Mitt. entnehmen, in letzter Zeit durch Neuanlagen bedeutend vergrößert und mit technischen Einrichtungen versehen worden, die es ermöglichen, die Schiffe schnell zu be- und entladen. Von den geplanten vier neuen Hafenbecken sind zwei bereits fertig ausgebaut. Auf 1700 m Kailänge sind dort 32 Halbportalkrane, 8 Doppelkrane und 7 Portalkrane aufgestellt, die zwei Eisenbahngleise überspannen. Sämtliche Krane sind als Wippkrane mit Kletterkatze im Ausleger ausgebildet. Sie haben sämtlich 3 t Tragfähigkeit bei 15,5 m größter und 8 m kleinster Ausladung mit Ausnahme eines Portalkranes, der 20 t Tragfähigkeit hat. Die Laufkatzen der Doppelkrane haben 1,5 t Tragfähigkeit. Die am Kai aufgestellten Krane vermitteln den Güterverkehr zwischen den Schiffen und den zweistöckigen Kaischuppen oder den Eisenbahnwagen und umgekehrt. Hinter den Kaischuppen befinden sich weitere 32 Halbportalkrane, die gleichfalls als Wippkrane ausgebildet sind, jedoch um 3 m weiter ausladen als die Kaikrane. Sie fördern die Güter aus den Kaischuppen in Eisenbahnwagen und Straßenfahrzeuge oder über eine 13 m breite Verkehrsstraße hinweg auf die Ladeplattformen der die Mitte der Piers einnehmenden vierstöckigen Lagerhäuser.

An den Lagerhäusern sind zum Umschlag zwischen den Straßenfahrzeugen und den Lagern 34 Mauerkrane in der Höhe des 3. Stockwerks angebracht, außerdem an den Stirnwänden der vier größeren Lagerhäuser je zwei Wandkrane mit 8 m größter und 3 m kleinster Ausladung und 3 t Tragfähigkeit zum Be- und Entladen von Straßenfahrzeugen. In den sechs Lagerhäusern sind zur Vermittlung des Güterverkehrs zwischen den verschiedenen Stockwerken je vier Aufzüge und in einem Lagerhaus drei Aufzüge eingebaut. In den Stockwerken selbst werden zur Güterbeförderung Hand- und Elektrokarren, in Zukunft auch Einschienenkatzen mit Elektrozügen verwendet. Die Eisenbahnwagen auf den Piers werden mit 23 elektrisch betriebenen Spills von je 1000 kg Zugkraft rangiert. Sämtliche Kran- und Spill-Anlagen wurden von der Demag-Aktiengesellschaft gebaut.

Rudolf Schmick 70 Jahre alt. Der Geheime Oberbaurat Dr.-Ing. ehr. Rudolf Schmick vollendete am 30. Dezember 1928 sein siebzigstes Lebensjahr. Auf den Technischen Hochschulen zu Karlsruhe und Berlin genoß er von 1877 bis 1883 seine fachwissenschaftliche Ausbildung; die II. Staatsprüfung des Bauingenieurfaches bestand er im Jahre 1888. Schon 1889 trat er aus dem Staatsdienste aus und widmete sich als Zivilingenieur dem Entwerfen und dem Bau zahlreicher städtischer Wasserversorgungen und Entwässerungen, ferner dem Entwurf und Ausbau von Wasserkraftanlagen, darunter die ersten großen Niederdruckwasserkräfte in der Schweiz an der Aare bei Wynau und Wangen, ferner Sinaia in Rumänien u. a. m.

Im Jahre 1902 wurde Schmick als Oberbaurat und Vortragender Rat für Tiefbau in das Finanzministerium Darmstadt berufen. Unter seiner Leitung wurden viele Wasserleitungen, Gruppenwasserversorgungen usw. ausgeführt, insbesondere der Umbau von Bad Nauheim. Während dieser Zeit beschäftigte er sich weiterhin mit Entwürfen für große Wasserkraftanlagen und reichte als einer der Urheber der bayerischen Wasserkraftwirtschaft im Juli 1904 den ersten Entwurf für das Walchenseekraftwerk bei der bayerischen Staatsregierung ein.

Im Auftrage des Reichskolonialamtes wurde Schmick im Jahre 1908 in die Kolonien nach Deutsch-Südwest- und Deutsch-Ost-Afrika entsandt, woran sich umfangreiche Aufnahmen und Entwurfbearbeitungen für Wasserkraftanlagen und Bewässerungen, sowie andere wasserbauliche Fragen in unseren Kolonien schlossen.

1909 trat Schmick aus dem hessischen Staatsdienst aus und siedelte nach München über, um sich der Entwurfbearbeitung und dem Ausbau der bayerischen Wasserkräfte zu widmen. Neben der Weiterarbeit an den Entwürfen für das Walchenseewerk entstand der erste Entwurf für die Wasserkraftanlage bei Töging am Inn, das jetzige Reichsaluminiumwerk, u. a. m. Besonders bemerkenswert ist die Entwurfbearbeitung und Bauleitung bei dem Leitzachwerk der Stadt München, damals dem größten Hochdruckwerk Deutschlands.

Während seiner Tätigkeit für die bayerischen Wasserkräfte entstanden der erste Entwurf für die Wasserkraftanlage der „Unteren Isar", vor allem auch der Entwurf für den Ausbau der „Oberen Iller" von Ferthofen aufwärts mit der wasserwirtschaftlichen Ausnutzung des gesamten Quellgebietes der Iller. Hervorragend tätig war er auch beim Ausbau der „Mittleren Isar" und anderer großer Wasserkraftanlagen.

Im Jahre 1920 wurde Schmick von der Technischen Hochschule Aachen die Würde des Doktor-Ingenieurs ehrenhalber verliehen. Besondere Ehrung wurde ihm auch durch seine Ernennung zum Ehrenvorsitzenden des Verbandes der Deutschen Architekten- und Ingenieurvereine und durch die Ehrenmitgliedschaft der Architekten- und Ingenieurvereine zu Berlin und Frankfurt a. M. zuteil.

In hoher geistiger und körperlicher Frische ist Schmick noch heute in seinem Fachgebiete tätig. Gegenwärtig wird einer seiner jüngsten Entwürfe, den er im Auftrage der städtischen Elektrizitätswerke München ausgeführt hat, die Mangfall- und Schlierach-Überleitung in den Seehamer See ausgebaut, wobei er als Berater der Bauleitung tätig ist.

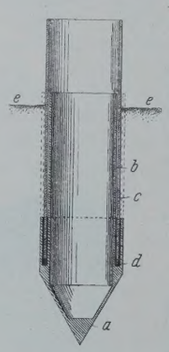
Technische Hochschule Berlin. Dr. ing. Dr. jur. E. Randzio, der u. a. das Buch „Stollenbau"[1]) herausgegeben hat, ist als a. o. Professor auf den Lehrstuhl für Stollenbau berufen worden.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 5. Januar erschienene Heft 1 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Dr.-Ing. K. Schaechterle: Die Verstärkung des Enzviadukts bei Bietigheim. — Dipl.-Ing. H. Steinbrecher, Oberingenieur der Società Italiana Chini: Kranbahnen in Eisenbeton für Drehkrane. — Dipl.-Ing. K. G. Schinke, Ingenieur der Kell & Löser A.-G.: Beobachtungen auf Eisenbetonbaustellen in den Vereinigten Staaten von Amerika. — Dr. F. Emperger: Die Brückenbauwerke der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft. — Dr.-Ing. H. Craemer. Berater beim Hochbauamt Frankfurt a. M.: Die Biegungsgleichung von Platten stetig veränderlicher Stärke. — Regierungsbaurat Dipl.-Ing. Amos: Beton-Mischautomat Regulus. — Dipl.-Ing. K. Brausewetter: Die Bauunfälle der letzten Zeit. — Der Bauunfall in Prag.

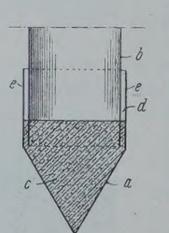
[1]) Berlin 1927. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.



Vortreibspitze mit Abdichtungsrinne für Vortreibrohre. (Kl. 84c, Nr. 453 210 vom 7. 2. 1924, von Beton- und Tiefbau-Gesellschaft Mast m. b. H. in Berlin.) Um ein seitliches Ausweichen der Spitze zu verhindern, überragt der innere Rinnenmantel *b* den äußeren Rinnenmantel; die Spitze *a* besitzt eine Rinne zur Aufnahme eines Abdichtungsmittels *d*. Das Vortreibrohr *c* ist in die Dichtung eingehängt; die säureführende Grundwasserschicht reicht bis zur Linie *e—e*. Wird nach Betonierung das Vortreibrohr *c* gezogen, so sind alle Pfahlteile unter *e—e* der Säureeinwirkung ausgesetzt, der Beton ist jedoch durch den Rinnenmantel *b* geschützt, der zugleich eine Führung der Spitze des Vortreibrohres bildet.



Abdichtung des unteren Endes eines Vortreibrohres. (Kl. 84c, Nr. 453 211 vom 24. 2. 1924, von Beton- und Tiefbau-Gesellschaft Mast m. b. H. in Berlin.) Die Blechspitze *a* läuft nach oben in einen zylindrischen Mantel *e* aus. In die Betonmasse *c* wird der Blechzylinder *b* eingesetzt, solange der Beton noch frisch ist. Nach dem Erhärten des Betons ergibt sich eine durch zwei starre Mäntel begrenzte tiefe Rinne *d*, in die das flüssige Dichtungsmittel eingebracht wird, um nach Einhängung des Vortreibrohres die Abdichtung zu erzielen.

INHALT: Die Erdbauabteilung der Staatlichen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau, Berlin. — Neubau der Straßenbrücke über den Lech bei Augsburg-Hochzoll. — Die Regulierung des Talweges in einem kanalartig ausgebauten Flußbette mit beweglicher Sohle. — Vermischtes: Einsturz eines Brückengerüstes über die Sieg bei Menden. — Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. (35) Einsturz einer von Unberufenen ausgeführten Betondecke. — Wiederherstellung einer durch Hochwasser zerstörten massiven Brücke in Indien. — Jahresversammlung des Reichsausschusses für Metallschutz in Berlin. — Neue Umschlaganlagen im Hafen von Buenos Aires. — Rudolf Schmick 70 Jahre alt. — Technische Hochschule Berlin. — Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Patentschau.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

7. Jahrgang | BERLIN, 18. Januar 1929 | Heft 3

Alle Rechte vorbehalten.

Ausrüstung von Schleusen

nach den Erfahrungen im Bereich der Verwaltung der Märkischen Wasserstraßen.

Von Regierungs- und Baurat **Ehrenberg**, Potsdam.

Anregung zu den nachstehenden Ausführungen gaben die Überlegungen und Untersuchungen, die bei der Bauausführung der Schachtschleuse Fürstenberg angestellt wurden, um die Ausrüstungsstücke dieser Schleuse, wie Poller, Haltekreuze, Leitern, Abweiser u. dergl. derart auszubilden, daß sie allen Anforderungen der Schiffahrt in weitgehendem Maße Rechnung tragen.

Wie verschiedenartig solche Ausrüstungsstücke sein können, zeigt ein Vergleich der im Verwaltungsbezirk der Märkischen Wasserstraßen vorhandenen Schleusen. Dabei muß allerdings berücksichtigt werden, daß die Schleusen aus den verschiedensten Zeitabschnitten stammen, und daß die Verhältnisse innerhalb der einzelnen Wasserbauamtsbezirke und Wasserstraßen ganz verschieden sind.

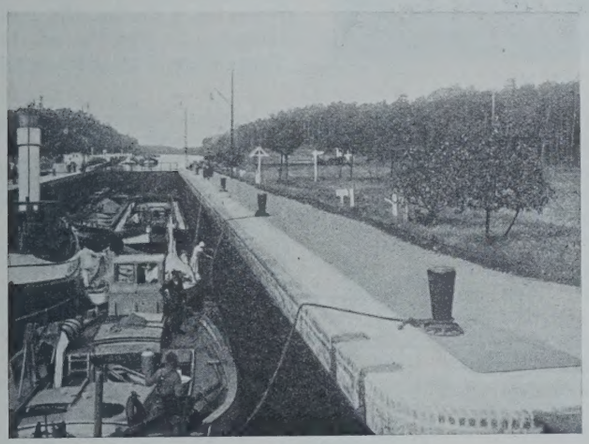


Abb. 1.

Abb. 2.

I. Poller.

Die geringsten Verschiedenheiten weisen die Poller auf. Abgesehen von bloßen Holzpfählen, Eisenrohren und einigen Steinpollern findet man überall den gußeisernen Poller, bestehend aus dem eigentlichen Pollerschaft von 60 bis 70 cm Höhe mit konischer Einschnürung.

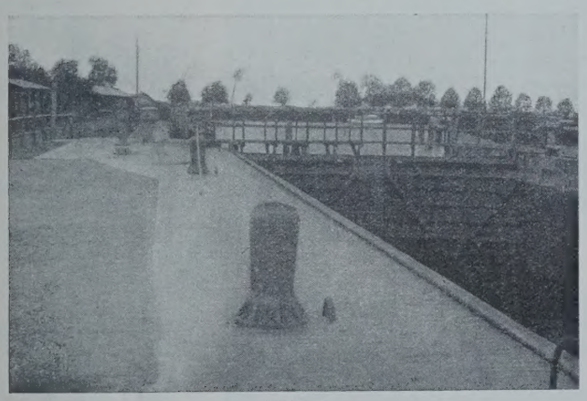


Abb. 3.

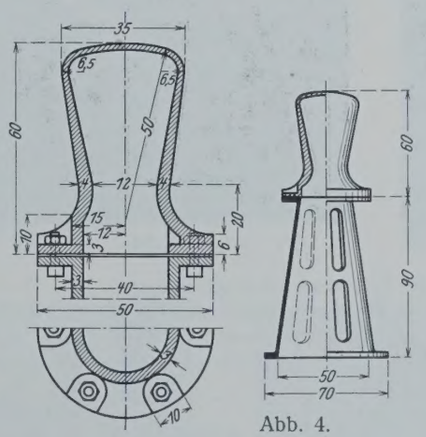


Abb. 4.

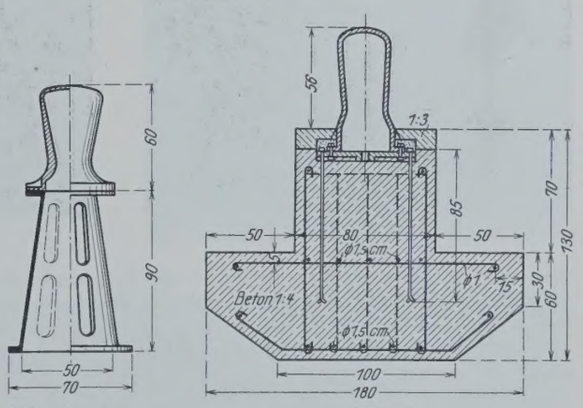


Abb. 5.

a) Ausbildung der gewöhnlichen gußeisernen Poller.

Diese gußeisernen Poller haben sich im allgemeinen recht gut bewährt, doch dürfen ihre Wandstärken an der Einschnürungstelle nicht zu schwach bemessen sein. Auf schlechte Erfahrungen in dieser Hinsicht muß hingewiesen werden, wo, allerdings erst nach 20jähriger Benutzung, Poller mit 20 mm starker Wand so abgenutzt waren, daß sie abbrachen. Es werden an dieser meistbeanspruchten Stelle 40 mm für erforderlich erachtet (Abb. 4).

Die Poller sind zum Zweck des leichteren Auswechselns durchweg mittels einer Fußplatte auf ein einbetoniertes Fußgestell bezw. auf eine im Beton verankerte Platte aufgeschraubt (Abb. 1 bis 5). Beide Arten der Befestigung haben bisher zu Beanstandungen keine Veranlassung gegeben; der erstgenannten wird aber dennoch entschieden der Vorzug zu geben sein. Die Pollerfundamente, die bei freier Lage der Poller hinter der Schleusenmauer oder an den Uferböschungen nötig sind, sind vielfach für die heutigen Anforderungen zu leicht bemessen. Es dürfte sich bei größeren Schleusen empfehlen, mit den Pollerfundamenten nicht unter 4 m³ hinabzugehen oder dem Fundament unten eine breitere Ausladung zu geben, und so die Erdauflast zur Gewichtsvermehrung heranzuziehen (Abb. 5).

b) Verteilung der Poller.

1. Abstand voneinander. Der Abstand der Poller untereinander richtet sich natürlich nach der Größe der verkehrenden Schiffe und nach der Länge der Schleuse; je länger die Schleuse ist, desto mehr Schiffslagen sind möglich. Bei der Schleuse Fürstenberg von rd. 130 m nutzbarer Länge ließ sich diesen verschiedenen Möglichkeiten noch leicht Rechnung tragen; bei einer größeren Schleppzugschleuse kann das nicht mehr ganz erreicht werden. Da letzthin die kleinen Fahrzeuge für die Lage der Poller bestimmend sein müssen, gehen die Vorschläge der Bauämter auf Abstände von 12 bis 15 m bei gewöhnlichen und bis zu 20 m bei Schleppzugschleusen hinaus. Unbedingt erforderlich ist es, die äußersten Poller möglichst dicht an die Tore heranzurücken und an den Enden der Schleuse, wegen der hier meist stattfindenden Anhäufung kleinerer Fahrzeuge, auch eine dichtere Pollerstellung vorzusehen. In den Vorhäfen und auf den als Liegestellen in Frage kommenden Kanalstrecken wird bei gemischtem Betrieb ein Abstand von 25 bis 30 m angebracht sein.

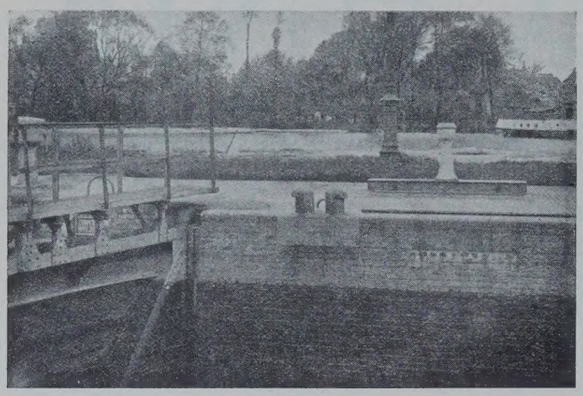


Abb. 6.

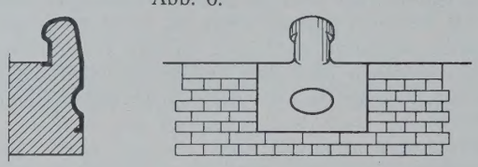


Abb. 7.

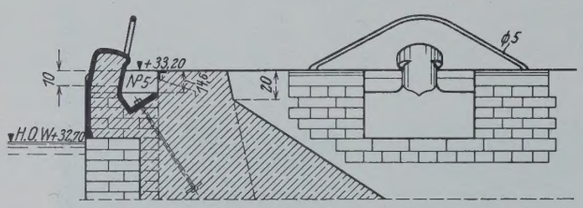


Abb. 7a.

2. Abstand von der Mauerkante. Der Abstand der Poller von der Schleusenkante schwankt zwischen 1 bis 3,5 m.

Nachteile haben sich bei keiner dieser Anordnungen ergeben, ein Abstand von 2 m dürfte jedoch allen Anforderungen entsprechen. Auf den Märkischen Wasserstraßen sind während des ganzen Schleusen-

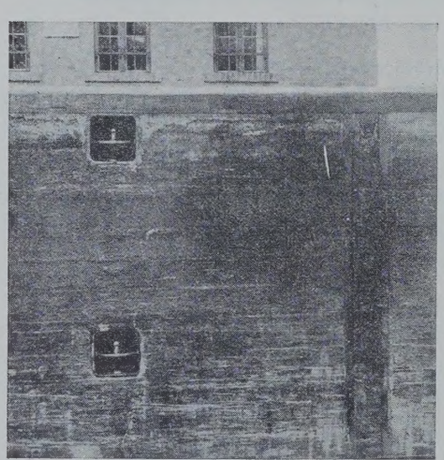


Abb. 9.

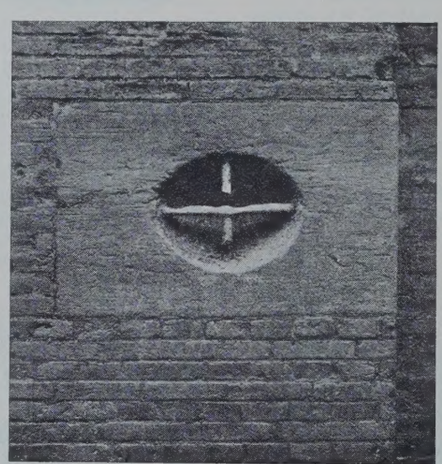


Abb. 10.

vorganges fast ausschließlich die Poller zum Festhalten der Schiffe benutzt worden, selbst bei größeren Schleusentiefen. Das hat natürlich den Nachteil, daß die Festmacheseile den Verkehr auf der Schleuse sehr behindern und auch ständig auf der Schleusenkante scheuern, wodurch sie sehr rasch abgenutzt werden.

c) Kantenpoller.

Diesem Übelstande ist bei der Schleuse Zehdenick (erbaut 1907) dadurch abgeholfen worden, daß die beiden Hauptpoller an den beiden Häuptern, die dort hauptsächlich für das Festmachen in Frage kommen, auf die Kante gesetzt wurden (Abb. 6), wodurch gleichzeitig die Möglichkeit gegeben ist, daß der vom Oberwasser einlaufende Schiffer den Poller selbst belegen kann. Diese Poller sind hier als Doppelpoller ausgebildet, deren jeder eine seitwärts nach außen gerichtete Nase hat. Die übrigen Poller entsprechen der gewöhnlichen Form und Anordnung. Bei jedem Poller ist ein kleiner starker Bügel angebracht, der das Einsetzen und Einhaken von Staken ermöglicht. Statt dessen könnte in Frage kommen, zu dem vorgenannten Zweck in der Schürze unter dem Poller noch eine muldenförmige Vertiefung anzubringen (Abb. 7).

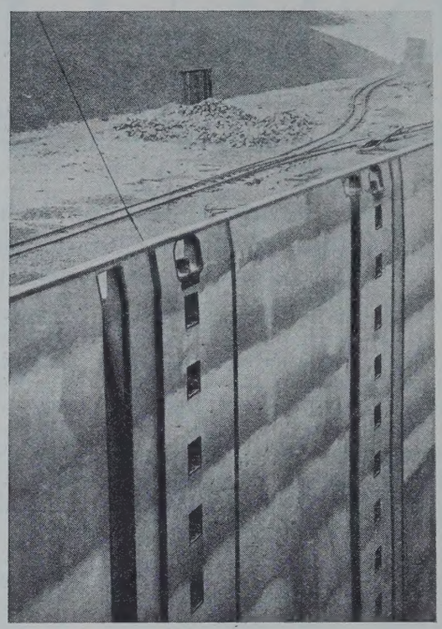


Abb. 8.

Auf Grund der guten Erfahrungen, die in Zehdenick mit den Kantenpollern gemacht worden sind und die auch von den Schiffahrttreibenden bestätigt werden, erhält die neue Schachtschleuse Fürstenberg ausschließlich solche Poller, jedoch nur in einfacher Ausführung. Dieselben Kantenpoller (Abb. 7a) erhalten auch die Ufermauern des oberen Vorhafens des Schiffshebewerkes in Niederfinow und der Schleppzugschleuse in Groß-Wusterwitz, sowie letztere Schleuse selbst. In diesen Fällen sind aber die Poller etwas versenkt angeordnet, um das Verholen von Seilen, Treidelleinen usw. längs der Schleusenkante zu erleichtern. Außerdem sind zu diesem Zweck über den Poller greifende, etwas schräg nach rückwärts geneigte Bügel aus starkem Rundeisen angebracht, die das Seil über den Poller hinwegleiten. An der Schachtschleuse Fürstenberg ist durch die Verwendung von Kantenpollern sogar die bisher bei Schleusen ungewöhnliche Anlage einer Schutzbrüstung möglich gemacht worden, die bei der großen Tiefe der Schleuse für zweckmäßig erachtet wurde und hier zum ersten Male ausgeführt wird (Abb. 8).

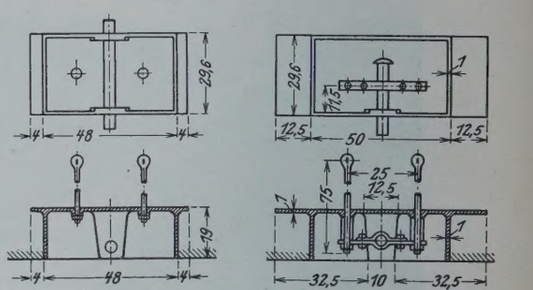


Abb. 11.

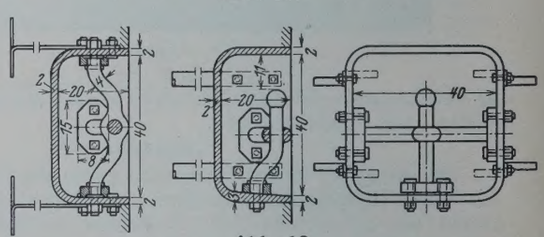


Abb. 12.

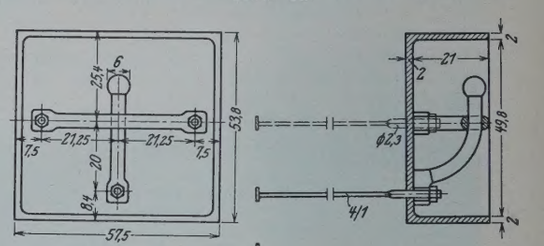


Abb. 13.

II. Haltekreuze.

1. Ausbildung. Wie schon gesagt, werden von den Schiffern der Märkischen Wasserstraßen hauptsächlich die auf der Schleusenplattform stehenden Poller zum Festlegen der Fahrzeuge benutzt, selbst in den tiefen Schleusen bei Niederfinow. Dies mag der Grund sein, weshalb man bisher in der Mark den Haltekreuzen vergleichsweise wenig Beachtung geschenkt hat; sie hatten mehr untergeordnete Bedeutung und dienten in der Hauptsache dem Festmachen von kleineren Fahrzeugen. Daraus erklärt sich auch ihre große Verschiedenheit, ihre ziemlich wahllose Anordnung und ihre vielfach wenig sachgemäße bauliche Durchbildung. Von der einfachsten Form eines muldenförmig ausgehauenen Werksteines mit eingesetztem Bügel oder lotrechtem Stab, ohne jede Verankerung, begegnen uns die Haltekreuze in allen Formen. Kaum eine aber ist geeignet, einem größeren Fahrzeuge genügenden Halt zu bieten, ge-

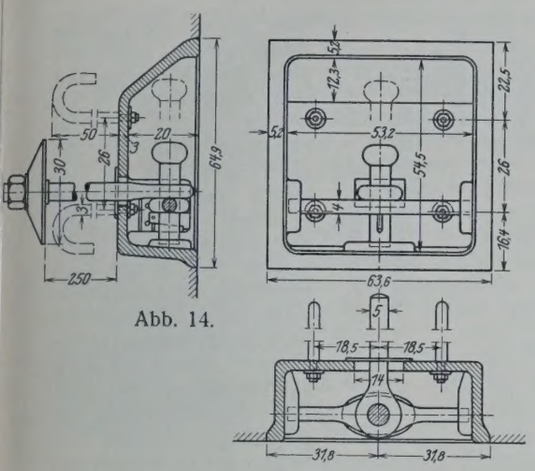
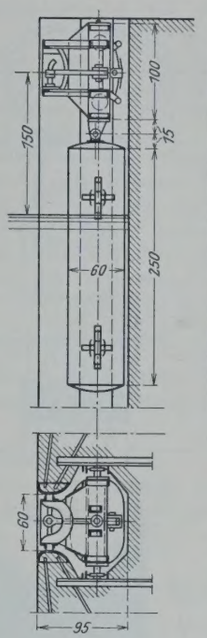


Abb. 14.



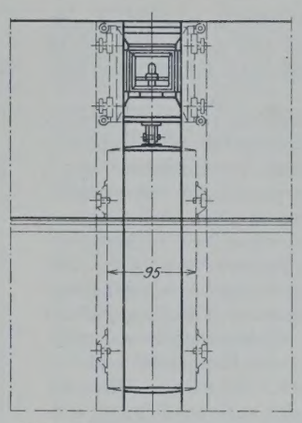


Abb. 15.

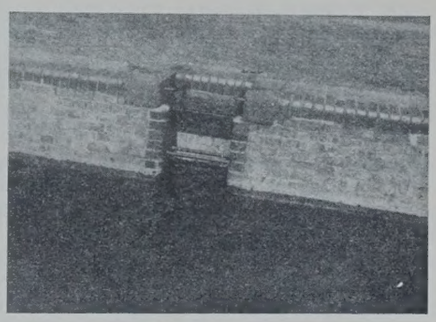


Abb. 16.

schweige denn zum Abstoppen eines solchen benutzt zu werden (Abb. 9 bis 13).

Stellt man die Forderung, daß ein derartiges Haltekreuz auch den größten Kahn bei seiner Einfahrt zum Stehen bringen und ihm während der Schleusung einen sicheren Halt gewähren muß, so sind hierfür nachstehende Bedingungen zu erfüllen:

1. geräumiger starkwandiger gußeiserner Kasten, der sowohl ein bequemes Überlegen des Haltetaues über den Kreuzknopf wie ein Arbeiten mit dem Staken gestattet;
2. starke, unmittelbar und tief ins Schleusenmauerwerk verankerte Kreuzausbildung, die imstande ist, große, in Richtung der Schleusenachse oder auch senkrecht dazu auftretende Kräfte aufzunehmen (Abb. 14);
3. Auswechselbarkeit des eigentlichen Haltekreuzes, ohne daß Anker oder Kasten entfernt zu werden brauchen.

Aus diesen Gesichtspunkten heraus ist in Anlehnung an bewährte Bauweisen der westlichen Kanäle die in Abb. 14 dargestellte Form für Fürstenberg entstanden, die bei den weiteren Schleusenbauten eine geringe Verbesserung noch dahin erfahren wird, daß der freistehende senkrechte Kreuzarm etwas verlängert und sein Knopf mehr birnenförmig ausgebildet wird.

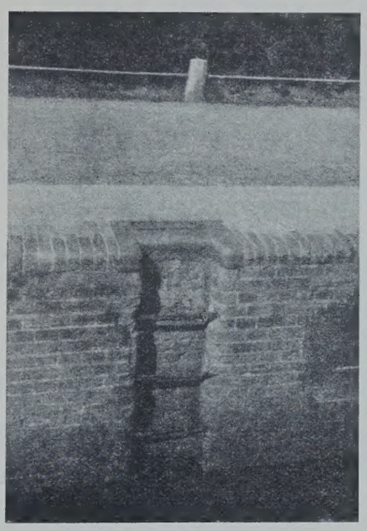


Abb. 17.

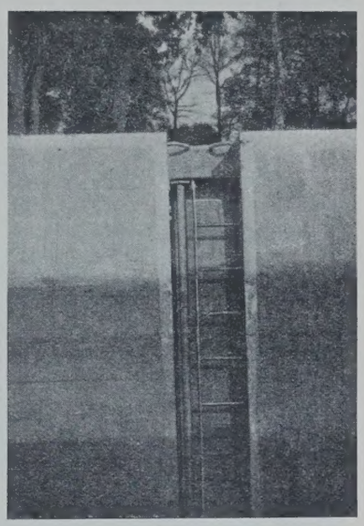


Abb. 18.

Hervorzuheben ist bei dieser Form insbesondere die große Öffnung des Kastens mit der schräg nach innen abfallenden Decke, der starke, an dem senkrechten Arm über dem wagerechten angreifende, frei durch die hintere Kastenwand hindurchgehende Anker, die lose Lagerung der Kreuzarme in an den Kasten angegossenen Ansätzen, die zur Entwässerung etwas geneigte Bodenlage und die Übertragung der Längskräfte mittels der wagerechten Arme auf die Seitenwände und das Mauerwerk.

2. Verteilung der Haltekreuze. Die Haltekreuze werden zweckmäßig entsprechend der Pollerlage in senkrechten Reihen untereinander so angeordnet, daß der senkrechte Abstand der Kreuze mit 1,6 bis 1,8 m unter Berücksichtigung der Steige- und Fallgeschwindigkeit des Wassers in der Schleuse der Reichhöhe des Schiffers entspricht.

Die an einer Stelle vorhandene versetzte Anordnung der wagerechten Reihen mit nur 1 m lotrechtem Abstand dürfte nicht zu empfehlen sein, ebensowenig wie die Verwendung zweier verschiedener Typen von Haltekreuzen an ein und derselben Schleuse.

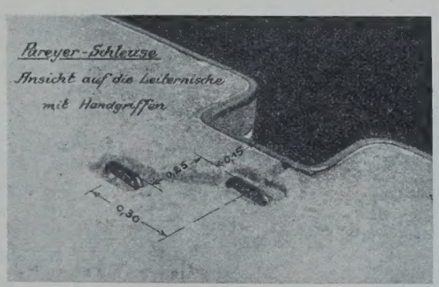


Abb. 19.

3. Schwimmende Haltekreuze. Eine beachtenswerte Neuerung auf diesem Gebiete stellen die schwimmenden Haltekreuze der Schleuse Fürstenberg dar, die das Schiff während des Auf- und Absteigens gewissermaßen begleiten und das zeitraubende Umlegen der Haltetaue entbehrlich machen (Abbild. 15). Ein solches Haltekreuz ist in einem Fahrgestell gelagert, das seinerseits gelenkig auf einem Schwimmer ruht und mit diesem zwischen den Backen der Schwimmernische auf- und abgleiten kann. Das Fahrgestell, ein kräftiger Rahmen mit vier starken Laufrollen und vier seit-

Abb. 20.

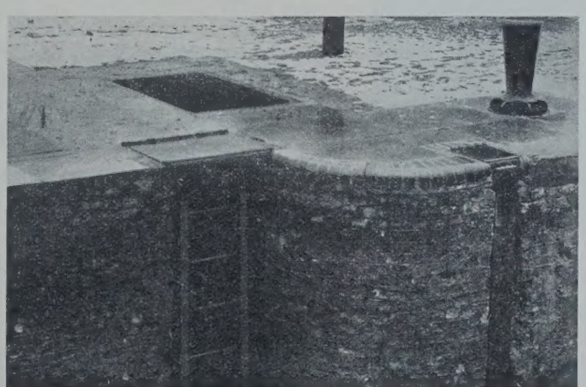


Abb. 21.

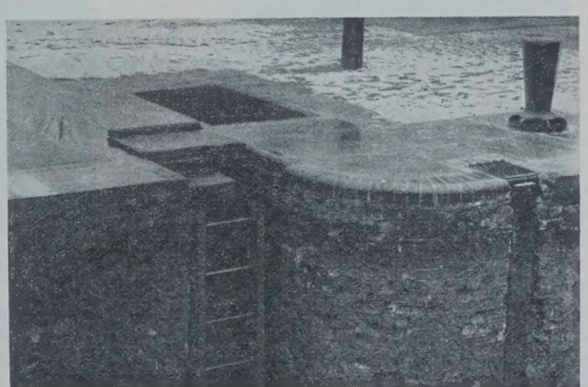


Abb. 22.

lichen Führungsrollen wird in dem Schwimmerschacht durch entsprechende, nach rückwärts gut verankerte Schienen geführt. Der Schwimmkörper ist derartig bemessen, daß das Haltekreuz ständig etwa 1,50 m über dem jeweiligen Wasserspiegel gehalten wird.

Das Gehäuse des Haltekreuzes ruht lose zwischen zwei übereinanderliegenden, in den vorderen Schlitz der Schwimmernische hineinragenden Konsolen des Fahrgestells und ist, in der Wagerechten verschiebbar, durch den Hauptzuganker des Haltekreuzes im Schwerpunkte des Fahrgestelles derartig federnd befestigt, daß der Drehzapfen erst bei einer Zugkraft von 3 t zum Anliegen kommt, nachdem die Feder um 3 cm nachgegeben hat. Harte Stöße auf das Fahrgestell werden dadurch vermieden. Die aus der Zugrichtung der Haltetrosse in der Wagerechten sich ergebenden Kräfte werden somit in Richtung der Schleusenachse durch den wagerechten Arm des Haltekreuzes auf das Mauerwerk der Nischenwangen und senkrecht zur Schleusenachse durch den Anker auf das Fahrgestell und von diesem auf die verankerten Schienen übertragen. Lotrechte Kräfte, die durch das Voreilen des Schiffes in der einen oder anderen Richtung entstehen könnten, sind ohne Belang, da das Kreuz selbst bei erhöhtem Reibungswiderstand zweifellos mitgenommen werden wird.

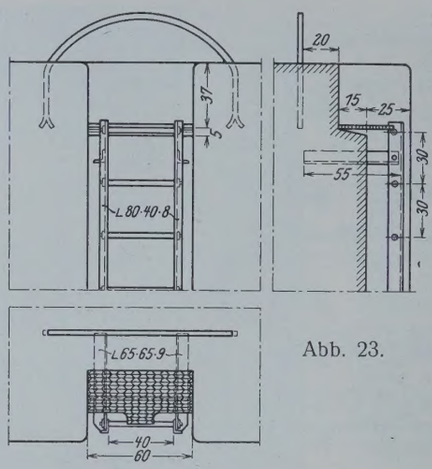


Abb. 23.

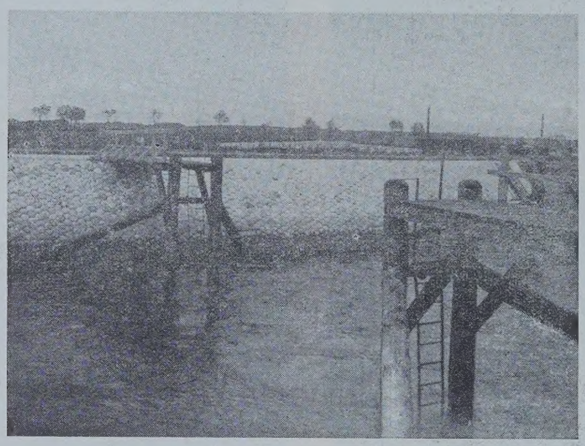


Abb. 24.

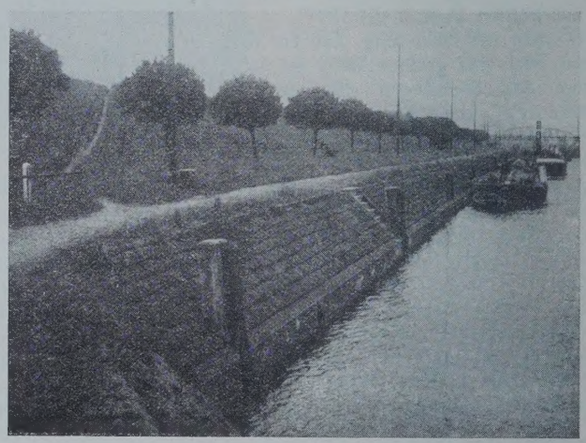


Abb. 25.

Der Hub des Schwimmers wird nach oben durch eine Abdeckung der Nische begrenzt.

Das Gesamtgewicht eines solchen schwimmenden Haltekreuzes beträgt rd. 900 kg, seine Herstellungskosten belaufen sich auf etwa 2000 R.-M.

In jeder Kammer sind auf jeder Seite drei solcher Poller vorgesehen.

III. Steigeleitern.

Die Steigung der Leitern schwankt zwischen 25 und 40 cm, und die Breite ist ebenfalls sehr verschieden. Unter 28 cm Steigung sollte man nicht hinuntergehen, aber auch nicht über 35 cm hinaus, und auch nicht unter eine Breite von 40 cm. Die Verwendung von eingemauerten Steigeeisen ist nicht zu empfehlen, weil sie nur schwer auszuwechseln sind; ebensowenig die Anordnung von Doppelsprossen, die beim Besteigen Unsicherheit hervorrufen (Abb. 16 bis 18). Vorzuziehen ist stets die Anordnung starker, sicher befestigter Leiterwangen aus ⊏- oder <-Profileisen und die Verwendung starker Sprossen, nicht unter 3 cm. Diese Mindeststärken sind schon deswegen erwünscht, damit kleinere Fahrzeuge, wie Motorboote, die Leitern auch zur Not einmal zum Festmachen benutzen können. Bei Schleusen mit regem Sportverkehr kann es sich auch empfehlen, die Leiternische etwas breiter zu halten, als oben angegeben, und neben ihr noch eine Gleitstange als Festmacher für diese Boote anzubringen (Abb. 18). Im übrigen müssen alle Leitern gut im Schutze von Nischen liegen, da sie sonst leicht verbogen werden und dem sie Benutzenden nicht genügende Sicherheit gewähren.

Zu bemängeln ist in vielen Fällen die unzulängliche Anzahl der Leitern und der Umstand, daß sie meist nur bis zur Unterwasserhöhe hinabgeführt sind. Zweckmäßig sind die Leitern so anzuordnen, daß von jedem Schiff aus wenigstens eine Leiter bequem zu erreichen ist. Außerdem sind die Schleusenhäupter zwischen den Notverschlüssen und bei Nadelverschlüssen auch die Nadellehnen durch Leitern zugänglich zu machen. Auch ist darauf Bedacht zu nehmen, daß wenigstens ein Teil der Leitern bis zur Sohle hinabreicht, damit man bei völliger Trockenlegung der Sohle die Möglichkeit hat, ganz hinabsteigen zu können.

Abb. 26.

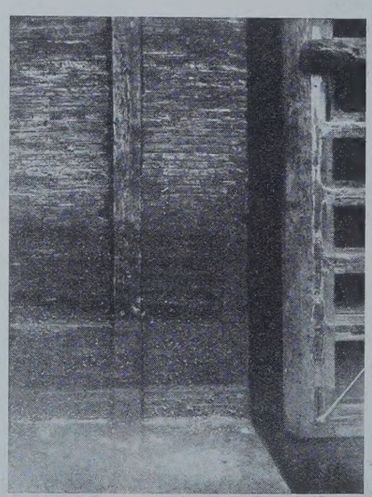


Abb. 27.

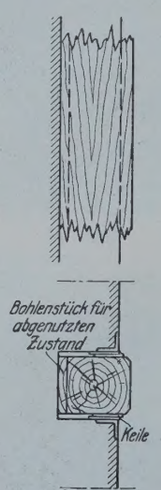


Abb. 28.

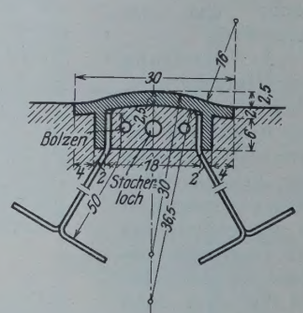


Abb. 29.

Sehr verschieden ist die Ausbildung der Leiterköpfe; trotzdem ist kaum eine Leiter zu finden, die allen Anforderungen genügt. Bei den meisten Leitern liegt die oberste Sprosse in Höhe der Plattform oder nur wenig darunter, und sie ist nicht anders ausgebildet als die übrigen, so daß sie beim Einstieg auf die Leiter nur einen sehr unsicheren Auftritt bietet, zumal sich die Haltegriffe meist ebenfalls in dieser Höhe befinden. Dazu liegen diese Handgriffe meist noch in Aussparungen der Abdeckplatten, die natürlich ständig

verschmutzt sind und deswegen kaum benutzt werden können (Abb. 19). An verschiedenen Stellen sind die Leiternischen sogar oben abgedeckt (Abb. 20 u. 21), so daß die Leiter von oben nicht zu sehen und nur sehr schwer über die Mauerwerkkante hinweg zu erreichen ist. An einigen Leitern sind diese Abdeckungen allerdings aufklappbar, die Benutzung der Leitern ist aber auch dann noch schwierig genug (Abb. 21 u. 22).

Ein sicheres Betreten der Schleusenleitern kann nach den hiesigen Beobachtungen nur durch Umbildung der obersten Leitersprossen zur Stufe, etwa 30 bis 40 cm unter der Plattform, und durch einen leicht greifbaren Haltebügel unmittelbar vor dem Leiterabstieg erreicht werden. Dieser Bügel verhindert gleichzeitig, ähnlich wie bei den Pollern, ein Verfangen von Haltetrossen und Treidelleinen an den Nischenkanten. Die Stufe wird zweckmäßig, soweit sie frei über der Leiternische liegt, nach Art von Schachtabdeckungen, aus T- oder Z-Eisen hergestellt, da eine volle Platte, wie Riffelblech, leicht verschmutzt und vereist. Die Vorderkante dieser Stufe wird am besten durch die oberste Leitersprosse als Schutzeisen gedeckt, wobei entsprechende Aussparungen diese Sprosse als Handgriff frei lassen (Abb. 23).

IV. Abweispfähle und Scheuerleisten.

Abweis- oder Gleitpfähle sind in erster Linie an Schleusen mit geböschten Kammerwänden erforderlich, um das Aufsitzen von Fahrzeugen zu verhindern. Diese Pfähle müssen jedoch unbedingt senkrecht stehen (Abb. 24 u. 25). Die geneigte Anordnung, wie sie z. B. die Schleuse Hohensaaten zeigt, hat schon häufiger die Veranlassung zu Beschädigungen von Fahrzeugen gegeben (Abb. 26). Sie hat zudem noch einen starken Verschleiß der Hölzer zur Folge und kann auch zu Einklemmungen der Fahrzeuge während des Absinkens führen.

Aber auch bei massiven senkrechten Schleusenwänden kann zum Schutze der Wände die Anbringung von Gleitbalken oder Scheuerleisten vorteilhaft sein. So haben z. B. die aus Stampfbeton ohne Verblendung hergestellten Schleusen des Oder-Spree-Kanals derartige Scheuerleisten (Abb. 27). Sie bestehen dort aus Kantholz und liegen in Abständen von etwa 5 m in senkrechten Falzen, in denen sie seitlich festgekeilt sind. Bedingung eines wirksamen Schutzes ist, daß sie stets etwas vor die Mauer vortreten und gut unterhalten werden. Dem vorderen Verschleiß entsprechend können sie durch rückseitige Futterstücke wieder vorgebracht werden (Abb. 28).

Auch bei der Schachtschleuse Fürstenberg sind solche Scheuer leisten angeordnet; sie sind aber dort aus hochwertigem Grauguß hergestellt und als flach gewölbte, etwas aus der Mauer heraustretende Leisten ausgebildet, die mit dem Mauerwerk fest verbunden sind (Abb. 29).

Alle Rechte vorbehalten.

Der Umbau der Weserbrücke bei Wehrden.

Von Reichsbahnrat **Meerkatz**, Kassel.

1. Die alten Überbauten.

Die zweigleisige Hauptbahn Ottbergen—Northeim überschreitet in km 7,5 zwischen den Stationen Wehrden und Lauenförde auf einer 425 m langen Brücke unter einem Winkel von 60° die Weser. Die Brücke hat elf Öffnungen, eine Stromöffnung und zehn Flutöffnungen, von denen drei auf der linken (Wehrdener Seite) und sieben auf der rechten Weserseite (Lauenförder Seite) liegen. Der Stromüberbau ist zweigleisig, hat eine Stützweite von 89,72 m und unten liegende Fahrbahn. Das System der Hauptträger ist ein zweiteiliges Rhombenfachwerk mit parabolisch gekrümmtem Obergurt. Die Flutöffnungen sind durch eingleisige Parallelträger (Rhombenfachwerk) mit oben liegender Fahrbahn und rd. 33,5 m Stützweite überbrückt, von denen die auf der rechten Weserseite gelegenen in einer Kurve liegen. Der Stromüberbau und die zehn Flutüberbauten des Gleises Northeim—Ottbergen sind im Jahre 1878 aus Schweißeisen erbaut, die zehn Flutüberbauten des anderen Gleises sind beim zweigleisigen Ausbau der Strecke im Jahre 1900 in Flußeisen errichtet worden. Abb. 1 zeigt eine Aufnahme der alten Brücke.

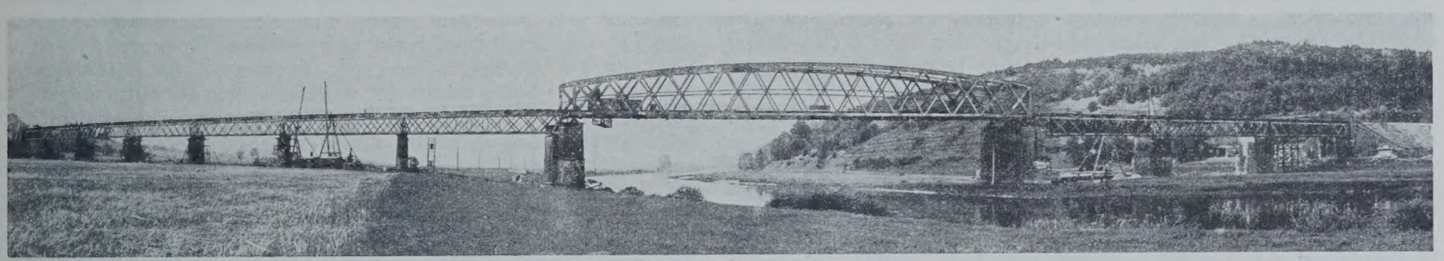


Abb. 1. Gesamtbild der alten Brücke.

Die Strecke ist eine stark belastete Güterzugstrecke und in dem Zukunftsprogramm als „N"-Strecke vorgesehen. Es stand von vornherein fest, daß die für die jetzigen Verkehrslasten zu schwachen Überbauten auf diese Klasse nicht verstärkt werden konnten. Mindestforderung für die weitere Beibehaltung der Überbauten im Betriebe war eine Verstärkung für den Lastenzug aus Großgüterwagen, da mit deren Verkehren in geschlossenen Zügen auf dieser Strecke in absehbarer Zeit gerechnet werden muß. Bei der Prüfung der Verstärkung des zweigleisigen Stromüberbaues stellte sich heraus, daß fast alle Bauglieder und Anschlüsse hätten verstärkt werden müssen. Die Kosten der nur unter Aufrechterhaltung des eingleisigen Betriebes auszuführenden Verstärkung wurden aber derart hoch, daß der Plan der Verstärkung aufgegeben werden mußte. Es blieb daher nur der Neubau des Stromüberbaues in Klasse „N" übrig.

Für die Verstärkung der Flutüberbauten wurden drei Lösungen untersucht:

1. der Einbau von Zwischenstützen zur Verringerung der Stützweiten,
2. die Anbringung eines dritten Gurtes (Hängegurts) an die Hauptträger,
3. die Verstärkung der einzelnen Bauglieder durch Vergrößerung der Querschnitte.

Die Lösung 1 konnte nicht ausgeführt werden, da der Hochwasserdurchflußquerschnitt durch weitere Einbauten nicht verringert werden durfte. Die Lösungen 2 und 3 würden, da außer den Hauptträgern die Fahrbahnteile und alle Verbände hätten verstärkt bezw. erneuert werden müssen, sehr viel Verstärkungsmaterial gefordert haben, das sich auch nicht überall in konstruktiv einwandfreier Weise auf die alten z. T. schon angerosteten Eisenteile hätte anbringen lassen. Es erschien daher auch hier technisch richtiger und wirtschaftlicher, von einer Verstärkung abzusehen und auch diese Überbauten auszubauen und durch neue der Klasse „N" zu ersetzen.

2. Die neuen Überbauten.

a) Die Flutüberbauten. Etwa 55 m vor und rd. 110 m hinter der Weserbrücke liegen zwei kleinere Bauwerke, die Unterführung der zweigleisigen Bahn Scherfelde—Holzminden und eine Wegunterführung. Die eisernen Überbauten und das aufgehende Mauerwerk dieser Bauwerke sind beim Umbau der Weserbrücke mit erneuert worden. Der neue zweigleisige Blechträgerüberbau mit drei Hauptträgern für die Bahnunterführung erforderte einen Gleisabstand von 3,8 m. Es mußten daher — vom Kurvenende ab beginnend — die Gleise auf dem Stromüberbau und auf den drei linkseitigen Flutüberbauten von dem Normalabstande von 3,5 m auf 3,8 m allmählich auseinandergezogen werden. Damit Gleisachse und Überbauachse zusammenfallen, sind die drei Überbauten Ia, IIa und IIIa des Gleises Lauenförde—Wehrden etwas schräg zu den Überbauten des Nachbargleises gelegt worden. Auf dem Stromüberbau dagegen liegt diese Gleisachse etwas aus der Mitte des zugehörigen Schwellenträgerstranges (s. die Darstellung der neuen Überbauten auf Abb. 2). Außer dieser Gleisverschiebung war auch noch die Höhenlage der beiden Gleise über alle drei Bauwerke hinweg und die nicht ganz regelmäßige Gleiskurve auf den rechtseitigen Überbauten durch eine Krümmung mit gleichem Halbmesser und mit vorschriftsmäßigem Übergangsbogen zu berichtigen. Es lag nahe, für die neuen Flutüberbauten ebenfalls wieder gegliederte Fachwerkträger zu wählen, die weniger Eisen erfordern als vollwandige Blechträger. Bei näherer Prüfung stellte sich aber heraus, daß das Mehrgewicht der Blechträger durch andere Vorteile wieder aufgewogen wurde. Vor allem war es bei Blechträgern in einfacher Weise möglich, jeweils zwei aufeinanderfolgende Überbauten übereinander auf einem gemeinsamen Auflager und mittig auf den Pfeilern zu lagern, so daß letztere ohne jegliche Verstärkung beibehalten werden konnten. Weiterhin konnten bei Blechträgern die Hauptträger — weil niedriger als bei Fachwerkträgern — im Werk nahezu fertig hergestellt und damit die Montage vereinfacht und verbilligt werden. Schließlich

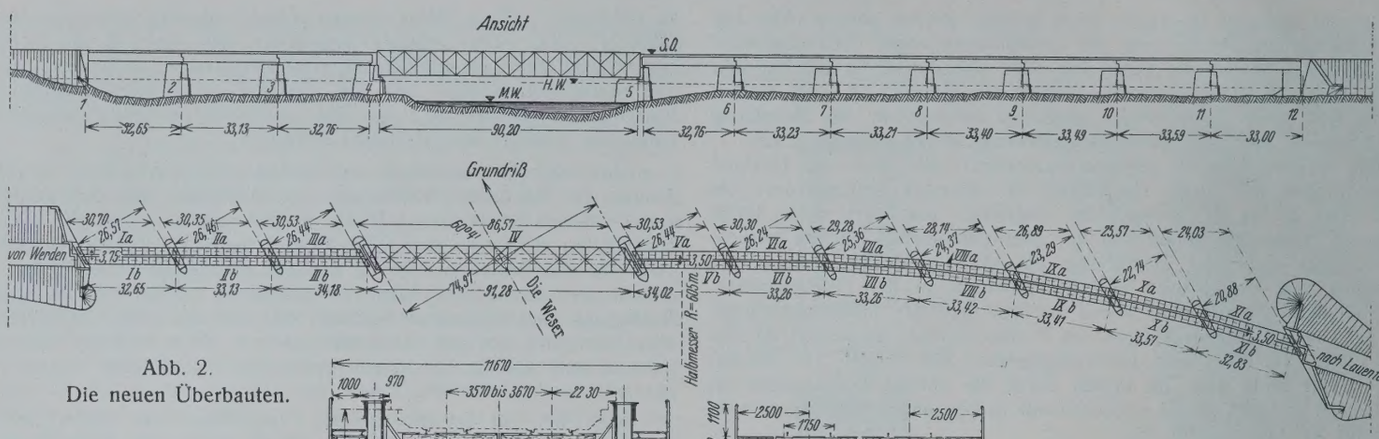
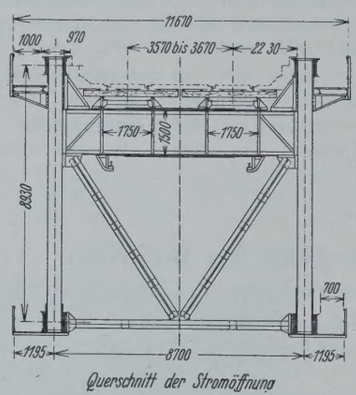
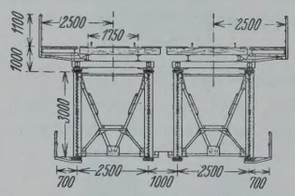


Abb. 2.
Die neuen Überbauten.





sprachen auch noch die bei Blechträgern stets einfachere konstruktive Ausbildung und Herstellung — ein im vorliegenden Falle wegen der Schiefe der Überbauten und der Krümmung besonders beachtlicher Grund — sowie die billigere Unterhaltung und nicht zuletzt ästhetische Gründe zugunsten von Vollwandträgern. Immerhin erforderten auch diese ganz ungewöhnlich umfangreiche Arbeiten in Bureau und Werkstatt, da fast alle Überbauten — teils in den Maßen, teils in der Schiefe und teils in der Auflagerung — voneinander abweichen. Um für die Hauptträger der Überbauten in der Kurve möglichst gleiche Belastungen und gleiche Querschnitte zu erhalten, wurde die Gleisachse jeweils um 65 mm parallel gegen die Überachse verschoben. Diese schneidet die unter sich parallelen Pfeiler jedesmal unter einem anderen Winkel. Infolgedessen war es bei den Kurvenbrücken nicht möglich, die Hauptträger der aneinanderstoßenden Überbauten mittig übereinander zu lagern. Die mittige Lagerung auf den Pfeilern ist jedoch überall eingehalten. Das Maß dieser Exzentrizität ist stets verschieden. Die Lagerung ist aus Abb. 3 in der Ansicht und Abb. 4 im Querschnitt und Grundriß ersichtlich. Die festen Auflager liegen auf den Pfeilern, die beweglichen sind darüber auf den Trägern gelagert. Die 3 m hohen und 14 mm starken Stehbleche der Hauptträger sind der Lagerhöhe entsprechend ausgeschnitten, durch Beibleche und Winkel verstärkt und durch Aussteifungswinkel ausgesteift. Diese Aussteifungen sind bei größerer außermittiger Lagerung so ausgebildet, daß der Druck einwandfrei auf die unteren, entsprechend breiteren festen Lager übertragen wird (s. Querschnitt und Grundriß Abb. 4). Die Hauptträgerstehbleche sind wagerecht in halber Höhe und senkrecht in den Drittelpunkten und in der Mitte der Trägerlänge gestoßen. Der Stoß in der Trägermitte ist ein Generalstoß (Montagestoß). Die Hauptträger konnten somit bis auf diesen Stoß in der Werkstatt fertig zusammengenietet werden. Sie erhielten eine Überhöhung von 30 mm.

Die Querträger — I P 24 bei den Überbauten I—III und I P 26 bei den Überbauten V—XI — haben eine Stützweite von 2,5 m und im Mittel einen Abstand von 2,26 m. Sie lagern mittels gewölbter gußstählener Auflager längsbeweglich auf den Hauptträgern. Gegen seitliche Verschiebung und Aufwärtsbewegung sind sie durch Knaggen gesichert (Abb. 5). Die Längsträger laufen über mehrere Felder stetig durch und sind mit den Querträger-Obergurten verschraubt, da erfahrungsgemäß Niete an dieser Stelle infolge der wellenförmigen Aufwärtsbewegung der belasteten Träger im Laufe der Zeit locker werden. Die Muttern dieser Schraubenverbindungen werden durch Palmuttern am Lockerwerden verhindert. Die Längsträger der Flutüberbauten in der Geraden sind I P 20, die des inneren Stranges der Kurvenbrücken I P 22 und die des äußeren Stranges zur bequemeren Herstellung der Schienenüberhöhung I 30. An den Übergängen von einem Überbau zum anderen sind sie wegen der größeren Feldweite durch Lamellen verstärkt. Sie haben einen gegenseitigen Abstand von 1,75 m und sind bei den Überbauten in der Geraden in Feldmitte durch ein ⊏ 12, bei den in der Krümmung gelegenen Überbauten durch einen Schlingerverband gegeneinander ausgesteift. Bei letzteren Überbauten liegen die Längsträger exzentrisch zur Überbauachse, damit die Schienen stets innerhalb der Stützweite der Schwellen fallen (Abb. 6). In der Mitte eines jeden Überbaues ist ein Bremsverband eingebaut, der aus einem wagerecht liegenden vollwandigen Blechträger besteht und mit dem Hauptträger-Obergurt fest vernietet ist. An den Längsträgern sind Konsolen angenietet, die die Bremskräfte an den Bremsträger unmittelbar abgeben. Damit dieser Bremsträger aus der Durchbiegung der Längsträger keine lotrechten Lasten erhält, sind die Konsolen — mit Ausnahme der unter den inneren Längsträgern der Kurvenbrücken angenieteten Konsolen, die infolge der exzentrischen Lage so nahe an den Hauptträger-Obergurt heranrücken, daß sie mit diesem unmittelbar vernietet werden konnten — mit dem Bremsträger nicht fest vernietet, sondern greifen in einen Ausschnitt des letztgenannten ein. Die Längsträger können sich somit frei durchbiegen (Abb. 6). Der aus gekreuzten Diagonalen bestehende Windverband liegt in der Ebene der Hauptträger-Obergurte. Außerdem sind die Hauptträger unter jedem zweiten Querträger durch kräftige Querverbände miteinander verbunden, die einen auf die ganze Brückenlänge durchlaufenden Besichtigungssteg tragen. Die Endquerverbindungen sind verschieden ausgebildet. Der Querverband am unten ausgeschnittenen Hauptträgerende ist ein Halbrahmen, der die Windkräfte unmittelbar in das bewegliche Auflager leitet. Der Querverband am anderen (oben ausgeschnittenen) Hauptträgerende besteht aus drei Teilen, einem oberen zwecks Durchführung des Besichtigungssteges aus Pfosten und K-förmig angeordneten Streben bestehen. den Teil, einem wagerecht angeordneten Blechträger, der die Windkräfte aus der Ebene I—I in die Ebene II—II umleitet, und aus einem in der Auflagerebene II—II liegenden unteren Vollwandträger, der die Windkräfte in die festen Auflager abführt (Abb. 3 u. 4). Um die Über-

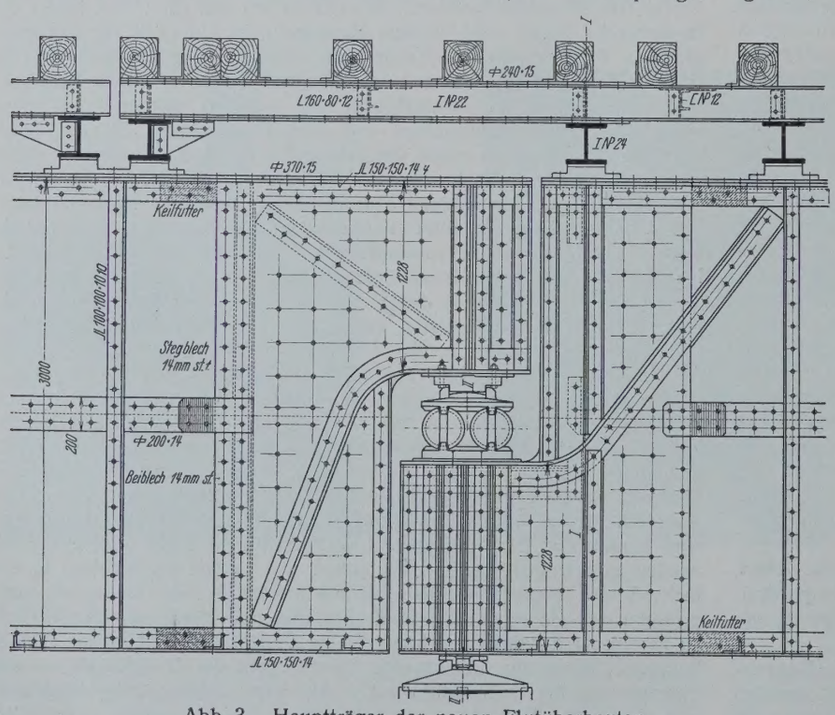


Abb. 3. Hauptträger der neuen Flutüberbauten.

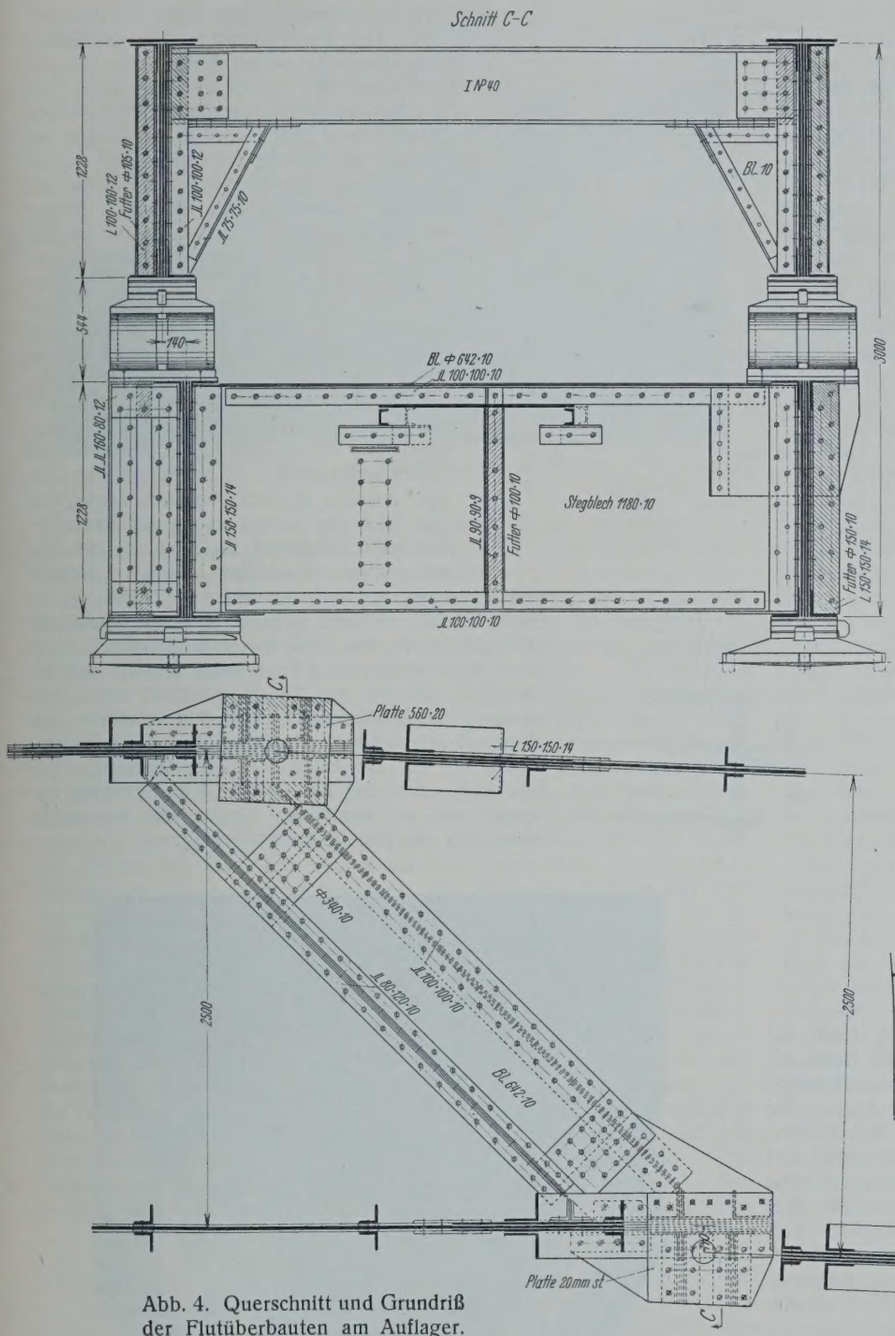


Abb. 4. Querschnitt und Grundriß der Flutüberbauten am Auflager.

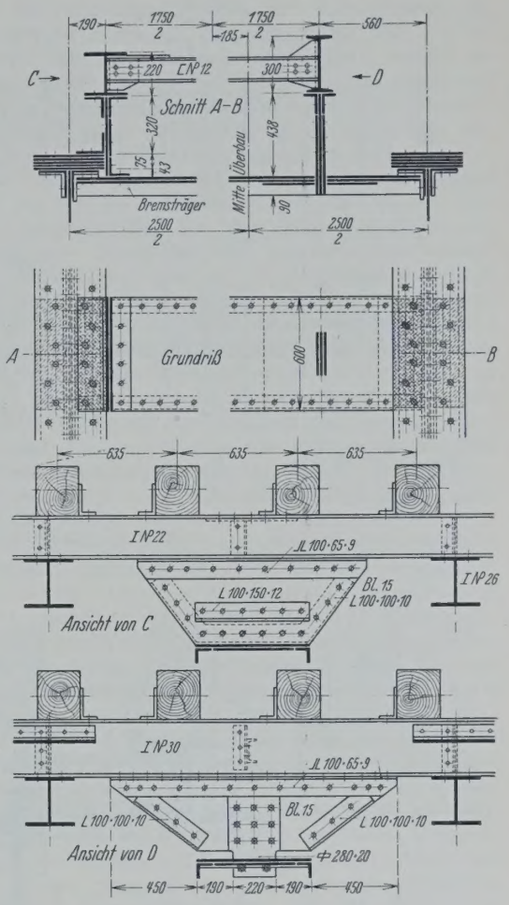


Abb. 6. Bremsträger der Flutüberbauten in der Krümmung.

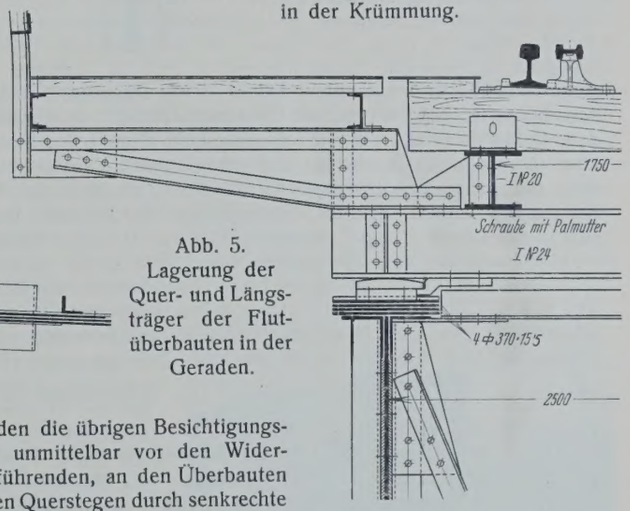


Abb. 5. Lagerung der Quer- und Längsträger der Flutüberbauten in der Geraden.

bauten der Krümmung genügend standsicher zu machen, sind sie mit den Pfeilern verankert. Außerdem sind jeweils zwei benachbarte Kurven-Überbauten in der Mitte und in den Drittelpunkten im Ober- und Untergurt durch Gelenke miteinander verbunden, um die Seitenschwankungen soweit als möglich zu vermindern. Außer dem vorgenannten Besichtigungssteg ist noch je ein weiterer Besichtigungssteg auf der Außenseite der Hauptträger am Untergurt angeordnet (s. Querschnitt auf Abb. 2), so daß alle Bauteile bequem zugänglich sind und leicht unterhalten werden können. Diese Stege sowie die ganze Fahrbahn einschl. der beiden oberen Fußstege und der Austritte über den Pfeilern sind mit Waffelblechen abgedeckt. Von diesen Austritten führen Schrägleitern zu den unteren äußeren Besichtigungsstegen. Von diesen aus sind an den Brückenenden die übrigen Besichtigungsstege über unmittelbar vor den Widerlagern herführenden, an den Überbauten angehängten Querstegen durch senkrechte Leitern zugänglich.

b) Der Stromüberbau. Da die hohen schlanken Pfeiler des Stromüberbaues die vergrößerten wagerechten Kräfte nicht mit der erforderlichen Sicherheit aufnehmen konnten, mußte das bisherige Trägersystem mit unten liegender Fahrbahn aufgegeben werden. Der neue Überbau ist ein 90,2 m weit gespannter Parallelträger mit oben versenkter Fahrbahn, dessen Unterkante um 6,90 m tiefer als beim alten Überbau liegt, da die lichte Durchfahrthöhe auf 5 m über dem höchsten schiffbaren Wasserstande

Abb. 7. Die neue Brücke.

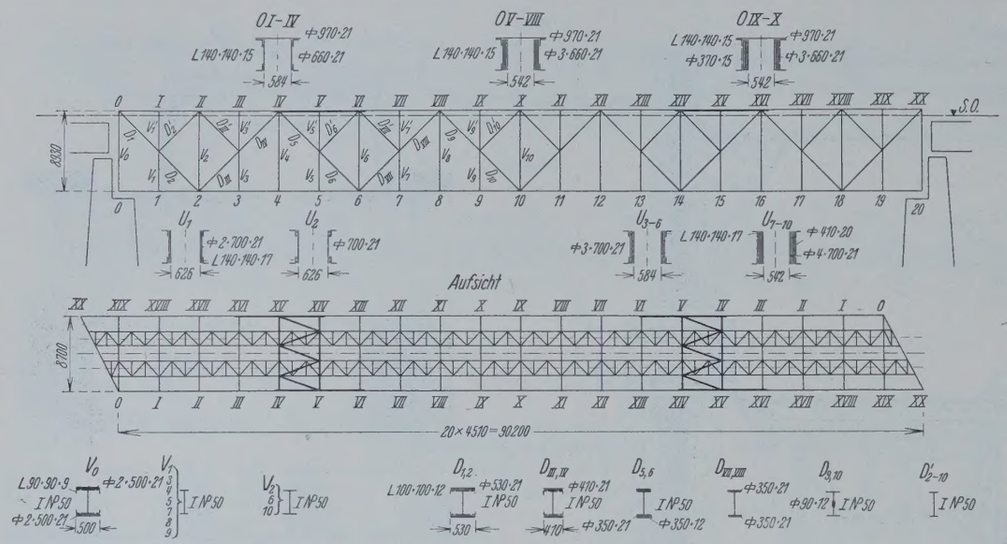


Abb. 8. Hauptträger des Stromüberbaues.

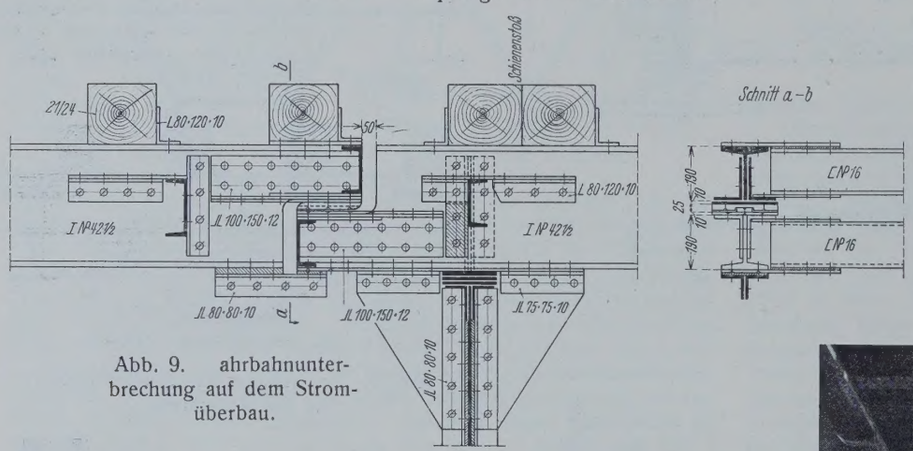


Abb. 9. ahrbahnunterbrechung auf dem Stromüberbau.

eingeschränkt werden konnte. Durch diese Trägerform und durch die Anordnung im besonderen, daß Oberkante Obergurt in gleiche Höhe mit dem Geländer gelegt wurde, daß also kein Bauteil des Stromüberbaues über das Geländer hinausragt und dieses somit als oberste Begrenzung über die ganze Brückenlänge durchläuft, ergab sich ein einheitliches, ruhiges Brückenbild, das in schönheitlicher Hinsicht sehr befriedigt und sich in die Landschaft gut einordnet (Abb. 7). Die Hauptträger erhielten zwar dadurch nur eine Systemhöhe von 8,93 m (= rd. $^1/_{10}$ l), dafür aber auch einen um 0,40 m geringeren Hauptträgerabstand, nämlich 8,7 m statt $3{,}67 + 2 \times 2{,}23 + 0{,}97 = 9{,}10$ m bei höher liegendem Obergurt (s. Querschnitt Abb. 2). Das Hauptträgerfachwerk hat fallende und steigende Diagonalen und ist durch Einschaltung eines Zwischensystems in 20 gleiche Felder von $\frac{90{,}2}{20} = 4{,}51$ m unterteilt. Die Abmessungen der Gurte und Füllglieder sind aus Abb. 8 ersichtlich. Die Höhe der Gurtungen wurde möglichst niedrig gewählt, um die Nebenspannungen herabzudrücken. Der erste Untergurtstab ist biegefest ausgebildet, um den Überbau durch Druckpressen in 1,3 m Abstand vom Auflager nötigenfalls anheben zu können. Die Gurtstöße liegen zur Vermeidung zu großer Nietschaftlängen neben den Knotenpunkten. In den mittleren Untergurtstößen wurde dennoch eine Schaftlänge von 6,5 d erreicht. Hier sind statt der Niete gedrehte konische Bolzen verwendet worden. Die Längsträger (I $42^1/_2$) liegen wie bei den Flutüberbauten auf den Obergurten der vollwandigen Querträger und sind zur Beseitigung der Kippgefahr durch Riegel (⊏ 16) untereinander und durch Konsolen gegen die Querträger abgesteift. Außerdem sind sie durch einen möglichst hoch angeordneten Schlingerverband untereinander verbunden. In der Brückenmitte sind sie unterbrochen und beweglich aufeinander gelagert (Abb. 9), so daß sie sich beim Durchbiegen der Hauptträger unter der Verkehrslast und unter dem Einflusse der Temperatur in der Längsrichtung frei verschieben können. Zur Aufnahme der Bremskräfte ist in den Feldern IV—V und XIV—XV je ein Bremsverband in der Ebene der Längsträgeruntergurte angeordnet, der in den Punkten V und XV gestützt ist und die von den Längsträgern übernommenen Bremskräfte durch ein 21 mm starkes und 1580 mm hohes Blech in den Hauptträger leitet, das in der Ebene der Knotenbleche liegt und an der Innenwand der beiden Hauptträger-Obergurte angenietet ist und von Knotenpunkt IV—VI bezw. XIV—XVI durchläuft. Da es innen liegt und von den Fußwegen verdeckt ist, ist es von außen nicht sichtbar und beeinträchtigt somit nicht das Brückenbild. Der Windverband liegt in der Ebene des Hauptträger-Untergurts. Die Seiten- und Windkräfte werden durch Querverbände in jedem zweiten Knotenpunkte zum unteren Windverband geleitet (Abb. 2). Wegen der Schiefe des Überbaues mußten zur Ausbildung dieser Querverbände die Pfosten des oberen Zwischensystems bis zum Untergurt heruntergeführt werden (s. Systemskizze Abb. 2 u. 8). Außerhalb der Hauptträger ist auf jeder Seite in der Höhe der Fahrbahn ein 1 m breiter Fußweg angeordnet. An der Innenseite des Obergurts sind an mehreren Stellen je zwei Trittstufen angebracht, um bei Gefahr auf kürzestem Wege über die Gurtung hinweg aus dem Lichtraumprofil auf den Fußweg treten zu können. Durch einen an den Hauptträger-Untergurtungen außen angebrachten 0,7 m breiten Steg sind die unteren Bauteile bequem zugänglich. Zur leichteren Untersuchung der unter der Fahrbahn gelegenen Teile ist ein Besichtigungswagen vorgesehen, dessen Laufbahn mit Konsolen an den Querträgern angehängt ist (Abb. 2 u. 10). Er kann zwischen den Querverbänden hindurch sowohl von Hand als auch maschinell durch einen Rohölmotor von 6 PS bewegt werden und hat Ausleger, die bis an die Hauptträger heran ausgezogen werden können. Von den Austritten der oberen Fußstege führen Absteigleitern auf die Pfeiler 4 und 5 bis auf die Höhe der Lager herunter. Von hier kann man auf Leitern zu dem Besichtigungswagen und zu sämtlichen Stegen des Stromüberbaues und der Flutüberbauten gelangen.

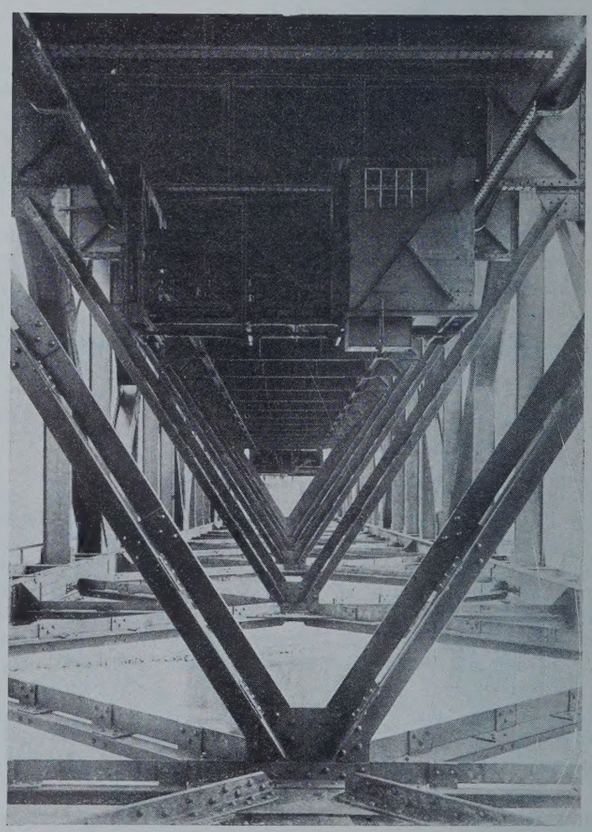


Abb. 10. Unteransicht der Fahrbahn des Stromüberbaues mit Besichtigungswagen.

3. Der Arbeitsvorgang.

Die Arbeiten sind in zwei getrennten Abschnitten ausgeführt worden. Der erste Abschnitt umfaßte die Erneuerung der zehn Flutüberbauten des Gleises Wehrden—Lauenförde. Für die Dauer der Arbeiten wurde dieses Gleis außer Betrieb gesetzt. Der Verkehr wickelte sich nach beiden Richtungen auf dem Nachbargleis ab. Die Arbeiten begannen am 1. Juli

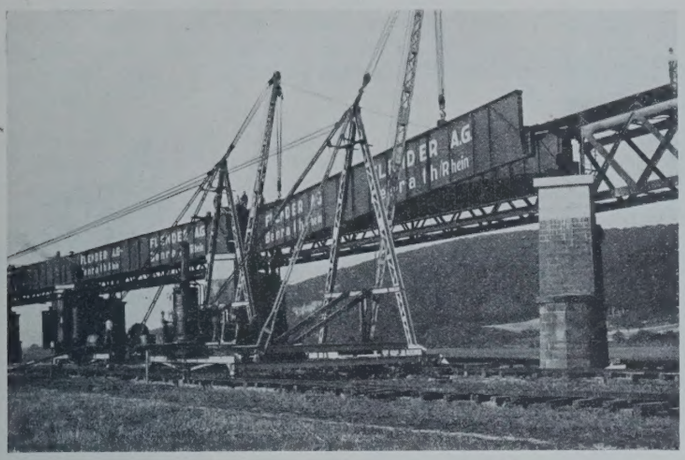


Abb. 11. Einbau der Hauptträger mit Kranen.

1926 mit dem Abbruch der alten Überbauten. Dieser sowohl als auch der Einbau der neuen Überbauten geschahen ohne jegliche Gerüste unter Verwendung von vier fahrbaren Schwenkkranen — je zwei auf jeder Weserseite —, so daß auf beiden Seiten gleichzeitig die Pfeiler und Widerlager nach Entfernung der alten Überbauten für die Aufnahme der neuen Überbauten hergerichtet und die Montagearbeiten ungehindert fortgeführt werden konnten. Das Mauerwerk war noch gut. Es brauchten daher die Pfeiler nur im oberen Schaftteile abgebrochen und neue Auflagersteine in Eisenbeton hergestellt zu werden, und zwar auf die ganze Pfeilerstärke und die Überbaubreite aus einem Stück zwecks besserer Druckübertragung.

Jeder Kran hatte eine Tragkraft von 25 t, eine Auslegerlänge von 27 m, eine Ausladung von 18 m und eine Dampfwinde mit zwei Seiltrommeln und zwei Spillköpfen. Die eine Seiltrommel war für das Heben und Senken der Last, die andere für das Halten bezw. Verstellen des Auslegers in der Ausladung bestimmt. Die Spillköpfe dienten zum Verholen (Fortbewegen) des Krans und zum Heben leichter Lasten. Für die Bedienung war ein Mann erforderlich. Das zur Verhinderung des Kippens auf der Bühne aufzubringende Gegengewicht bestand aus der Dampfwinde mit Dampfkessel und Wasserbehälter und einem Ballast aus Steinen. Außerdem waren am oberen Ende des Auslegers noch zwei Ankerseile angebracht, die schräg rückwärts zu Kabelwinden führten. Als Speisewasser für den Dampfkessel der Winden wurde das ablaufende angewärmte Kompressor-Kühlwasser der Nietanlage benutzt. Der Kompressor war ein Kolbenkompressor mit 250 mm Kolbenhub und hatte zur Vermeidung jeder Gefährdung und Außerbetriebsetzung durch Hochwasser auf dem Stromüberbau in dem außer Betrieb gesetzten Gleise seinen Platz. Die angesaugte Luftmenge betrug 7 m³/Min., die minutl. Drehzahl 230. Der Betriebsdruck war auf 7 at eingestellt, der Energiebedarf betrug etwa 55 PS. Der Windkessel und die Rohrleitungen waren so reichlich bemessen, daß auch bei längster Leitung stets ausreichender Druck vorhanden war. Der Antrieb geschah durch Riemenübertragung auf das Kompressorschwungrad von einem Elektromotor, der den elektrischen Strom aus einer etwa 800 m stromauf die Weser kreuzenden Hochspannungsleitung von 6000 V Spannung nach Umformung auf die Betriebsspannung von 220/380 V erhielt.

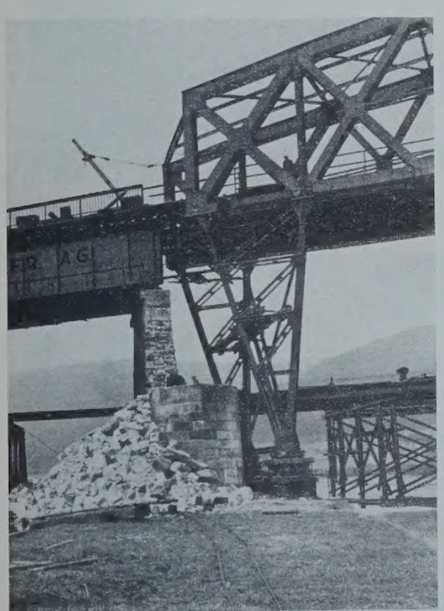


Abb. 12. Abstützung des alten Stromüberbaues während der Pfeilerumänderung und beim Ausschieben.

Wie bereits erwähnt, konnten durch die Inbetriebstellung von vier Kranen die alten Überbauten in kürzester Zeit abgebrochen und die Umänderungen an den Pfeilern und Widerlagern an mehreren Stellen gleichzeitig vorgenommen werden. Der Abbruch geschah in der Weise, daß nach Ausschneiden der Fahrbahnteile die Hauptträger mit Hilfe zweier Krane — einer an jedem Ende — zunächst auf das Gelände heruntergelassen wurden. Hier wurden sie in transportfähige Stücke weiter zerschnitten und schließlich zusammen mit den Fahrbahnteilen in Betriebspausen auf Eisenbahnwagen verladen und abgefahren. In umgekehrter Reihenfolge ging der Einbau der neuen Überbauten vor sich. Die Hauptträger wurden in zwei Teilen — wegen der Höhe der Träger jede Hälfte auf besonderem Wagen senkrecht stehend — auf der Station Wehrden angeliefert, von hier in Betriebspausen mit Arbeitszug bis zur Verwendungsstelle gefahren und zur Talsohle abgelassen. Nach Vernieten des Baustoßes wurden sie mit zwei Kranen hochgezogen und auf die Unterbauten verlegt (Abb. 11). Das Gewicht eines fertig zusammengebauten Hauptträgers betrug 35 t. Die übrigen Teile konnten dann unabhängig vom Betrieb leicht eingebaut werden. Die Arbeiten wickelten sich glatt ab. Betriebsstörungen traten nicht auf. Etwas schwierig gestaltete sich nur das genaue Ausrichten der Überbauten in der Krümmung, deren untere (feste) Auflager durch die Berichtigung der Gleiskurve auf einigen Pfeilern so dicht an die Auflager der benachbarten Überbauten heranrückten, daß deren Auflagersteine z. T. abgestemmt werden mußten. Die Arbeiten des ersten Bauabschnittes waren am 1. Dezember 1926 beendet. Sie ruhten dann bis Ende März 1927.

In dem alsdann beginnenden zweiten Bauabschnitt sind die zehn Flutüberbauten des Gleises Lauenförde—Wehrden und der zweigleisige Stromüberbau erneuert worden. Die Arbeiten an diesen Flutüberbauten wurden wie vorstehend geschildert ausgeführt. Der Stromüberbau dagegen mußte in einer größeren Betriebspause durch seitliches Verschieben ausgewechselt werden. Er wurde stromabwärts neben dem alten auf einem Gerüst, das für die Schiffahrt eine Öffnung von 20 m l. W. frei ließ, zusammengebaut, und zwar mit Hilfe der vorbeschriebenen zwei Krane, von denen einer zu ebener Erde am Pfeiler 5 und der andere auf dem Gerüst stand. Mit dem ersteren wurden die Bauteile entladen und angereicht, mit Hilfe des zweiten Krans zusammengebaut. Im ganzen waren beim Stromüberbau 35 000 Niete auf der Baustelle zu schlagen. Die Nietlöcher wurden im Werk mit einem um 2 mm kleineren Durchmesser gebohrt und auf der Baustelle auf die vorgeschriebene Weite mit elektrischen Aufreibmaschinen aufgerieben. Die gedrehten konischen Bolzen in den mittleren Untergurtstößen haben eine Schaftlänge von rd. 200 mm, eine Gewindelänge von 35 mm und einen Durchmesser am Kopf von 26 mm und am Schaftende von 30 mm. Die konischen Bolzenlöcher sind in der Werkstatt mit konischen genau senkrecht geführten Reibahlen sogleich in dem vorgeschriebenen Durchmesser hergestellt worden. Die Bolzen wurden beim Anziehen der Muttern durch leichte Schläge mit einem Vorschlaghammer auf das Schaftende etwas nachgetrieben, was sich nach Versuchen in der Werkstatt für den Sitz der Bolzen und das satte Ausfüllen der Löcher als vorteilhaft erwies.

Die Änderung des Systems des Stromüberbaues zog an den beiden zugehörigen Pfeilern 4 und 5 umfangreiche Arbeiten nach sich, die im Betriebe und nur unter besonderer Abstützung des Überbaues ausgeführt werden konnten. Diese Abstützung ist wegen der großen Höhe (rd. 11,6 m) und der großen Belastung in Eisen ausgeführt. Sie stützt sich dicht neben dem Endknotenpunkte 0 und unmittelbar unter dem Knotenpunkte 1, wo ein Pfosten neu eingezogen werden mußte, gegen die Hauptträger und unten auf einen Verschiebewagen (Abb. 12). Je zwei hintereinanderlaufende Wagen wurden unter sich gekuppelt und an Zugseilen durch eine elektrisch angetriebene Bockwinde fortbewegt, die im Notfalle auch von Hand bedient werden konnte. In jedem Wagen war eine Druckwasser-Hubwinde von 300 t Tragkraft eingebaut, mit der der Überbau etwas angehoben und gesenkt werden konnte. Die Wagen hatten vier Räder und liefen auf zwei Kranschienen, die auf buchenen Längshölzern ruhten

Abb. 13. Abrüstung des alten Stromüberbaues nach Aufmauerung des Pfeilers bis zum Auflagerstein.

und von vier Walzträgern — I P 75 — getragen wurden. Die beiden Rollbahnen waren je 40 m lang und in einem gegenseitigen Abstande von 81,5 m genau parallel zueinander ausgerichtet. Sie lagen auf vier besonders hergestellten Betonfundamenten, die auf Holzpfählen gegründet und bis etwa Geländehöhe hochgeführt waren. In gleicher Weise wurden die neuen Überbauten nach ihrem Zusammenbau auf vier eiserne, jedoch entsprechend niedrigere Stützen und Wagen gesetzt. Das Gewicht des neuen Überbaues einschließlich Oberbau betrug rd. 1000 t, so daß jeder Wagen mit 250 t und jede Radachse mit 62,5 t belastet wurde. Die Fahrgestelle der Wagen waren bis zum Tage des Einschiebens durch Quadrateisen von 20 × 20 cm Stärke unterlegt, um die großen Auflagerdrücke aus Eigengewicht und einseitiger Verkehrslast von den Rädern fernzuhalten. Diese schwebten somit mit geringem Spiel über den Laufbahnschienen. Der größeren Sicherheit halber wurden sogleich nach Fertigstellung der neuen ebenfalls aus Eisenbeton bestehenden Auflagerbänke die Stützen durch weitere unmittelbar unter die Endknotenpunkte gestellte I P 50 verstärkt, die bei etwaigem Nachgeben der neu gegründeten Stützenfundamente die Auflagerdrücke auf die Pfeiler übertragen sollten (Abb. 13). Solange der Überbau auf den vorgenannten Stützen ruhte, durfte er nur mit 5 km Stundengeschwindigkeit befahren werden. Bremsen und Halten der Züge auf der Brücke war verboten.

Da an Sonntagen in der Regel der Güterverkehr ruht, wurde für das Auswechseln ein Sonntag (13. November 1927) bestimmt. Der Personen- und Gepäckverkehr wurde zwischen den beiden Stationen Wehrden und Lauenförde durch Kraftwagen aufrechterhalten. Das Ausfahren des alten und Einfahren des neuen Überbaues geschah je für sich. Der Verschubweg betrug rd. 12 m und wurde in 24 Minuten (50 cm/Min.) zurückgelegt. Die Arbeiten verliefen vollkommen programmäßig, so daß der Güterverkehr wie vorgesehen in der Nacht vom Sonntag zum Montag wieder aufgenommen werden konnte.

Der alte Stromüberbau wurde nach dem Ausschieben auf einem stromauf errichteten, festen Gerüste abgesetzt und hier in transportfähige Teile zerschnitten. Bei diesem Abbruch wurden ebenfalls wieder Krane verwendet. Zwei dieser Krane standen auf dem alten Überbau und dienten zum Überladen der in Stücke geschnittenen Brückenteile in die Eisenbahnwagen. Mit den beiden anderen, je vor Kopf des Überbaues zu ebener Erde stehenden Kranen wurden die letzten Teile der Endfelder

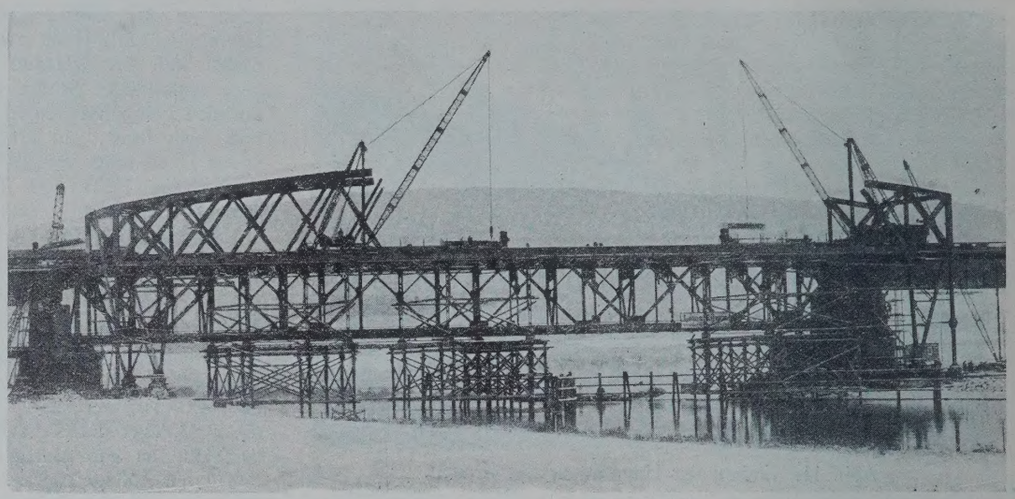


Abb. 14. Abbruch des alten Stromüberbaues.

und der Stützen verladen (Abb. 14). Auch diese Arbeiten verliefen programmäßig und ohne jeden Unfall, so daß die Gerüste noch vor Eintritt von Hochwasser und Eisgang aus dem Flußbett entfernt werden konnten.

4. Schlußbemerkungen.

Für die neuen Überbauten ist mit Ausnahme der untergeordneten Konstruktionsteile (Fußwege, Geländer, Blechbelag) hochwertiger Baustahl St 48 verwendet worden. Das Gewicht des Stromüberbaues betrug rd. 1000 t, das der 20 Flutüberbauten rd. 2000 t, die verschrottete Eisenmenge rd. 1600 t. Die Gesamtkosten stellten sich auf 1,9 Mill. R.-M. Die Eisenarbeiten waren den beiden Brückenbaufirmen Flender A.-G., Benrath, und Eilers, Hannover-Herrenhausen, übertragen. Erstere hatte sämtliche Arbeiten des ersten Bauabschnittes, ferner die Lieferung von zwei und die Montage der drei linkseitigen Flutüberbauten des zweiten Bauabschnittes auszuführen. Die restlichen Arbeiten hatte die Firma Eilers übernommen, die vereinbarungsgemäß die Lieferung zweier Flutüberbauten an die Firma Jucho, Dortmund, abtrat.

Die Probebelastung des großen Stromüberbaues wurde mit 8 Lok. G 12[1] in jedem Gleise vier vorgenommen. Dabei ergab sich eine größte Durchbiegung von 70 mm gegen die theoretische von rd. 105 mm. Die Verschiebung am beweglichen Auflager betrug 30 mm, die Seitenschwingungen wurden mit 12 mm bei 40 km Stundengeschwindigkeit gemessen. Die Messungen an den Flutüberbauten waren gleich günstig.

Der Brückenbau und der Ingenieurhochbau der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft im Jahre 1928.

Alle Rechte vorbehalten.

Von **Schaper.**

(Fortsetzung aus Heft 1.)

8. Eingleisige Eisenbahnbrücke über das Weiherbachtal im Bezirk der Reichsbahndirektion Stuttgart (Abb. 9).

Die große Öffnung ist von einem 40 m weit gespannten Überbau mit gegliederten Hauptträgern überbrückt. Über den drei Nebenöffnungen liegen 26 m weit gestützte Überbauten mit vollwandigen Hauptträgern. Baustoff St 37.

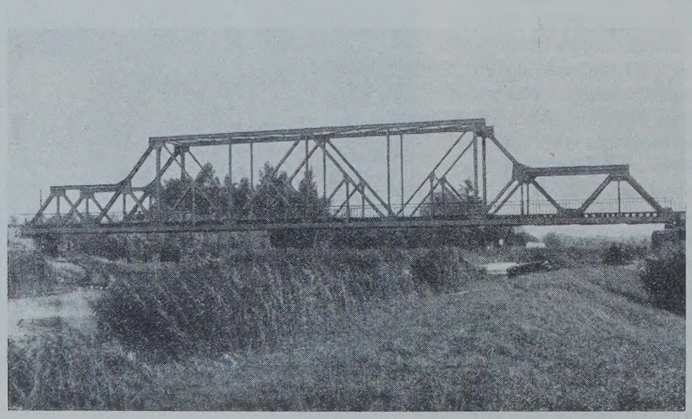


Abb. 10. Brücke über die Thiene bei Eschenhorst.

9. Eingleisige Eisenbahnbrücke über die Thiene bei Eschenhorst im Bezirk der Reichsbahndirektion Königsberg (Abb. 10).

Der 59,36 m weit gestützte Überbau hat gegliederte Hauptträger mit parallelen Gurtungen und Abstufungen in der Öffnung selbst. Die Trägerform, die von Dr.-Ing. Georg Müller angegeben worden ist,[1])

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1926, Heft 19, S. 273.

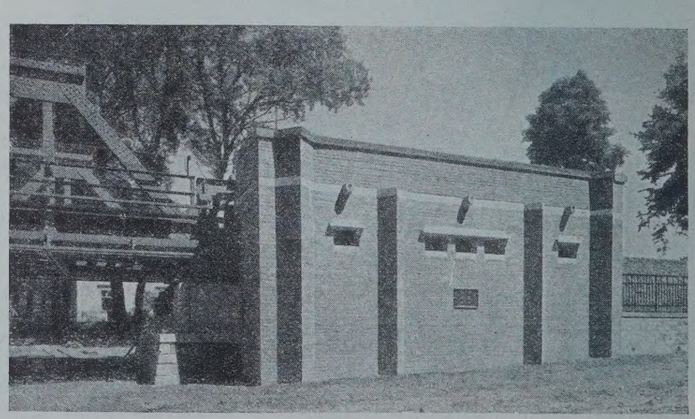


Abb. 12. Oderbrücke bei Oppeln. Widerlager mit der Klammer für den Besichtigungswagen.

sieht nicht unbefriedigend aus. Die Abstufungen von den hochliegenden Obergurten zu den tiefer gelegenen und die Endschrägen leiten in ansprechender Form zu den anschließenden Dämmen über. Baustoff St Si.

10. Zweigleisige Eisenbahnbrücke über die Oder bei Oppeln[2]) im Bezirk der Reichsbahndirektion Oppeln (Abb. 11 u. 12).

Die vier Öffnungen werden von abgestuften Parallelfachwerkträgern mit Gelenken überbrückt. Die Hauptträger des großen Stromüberbaues sind 59,2 m weit gestützt und kragen 7,4 m weit in die Nebenöffnungen vor. Hier wird je ein eingehängter Träger gestützt, von denen der eine (in Abb. 11 im Vordergrund) auf dem Widerlager ruht und der andere auf dem ebenfalls 7,4 m vorkragenden Arm des die letzte Öffnung überspannenden, 37 m weit gestützten Kragträgers lagert. Die beiden eingehängten Träger haben 29,6 m Stützweite. Baustoff St Si. Auf eine ansprechende Form der Widerlager und Pfeiler ist großer Wert gelegt. Abb. 12 stellt das Widerlager mit der Kammer für den Besichtigungswagen dar.

11. Eingleisige Eisenbahnbrücke über den Küstenkanal bei Sedelsberg im Bezirk der Reichsbahndirektion Oldenburg (Abb. 13).

Die 86,4 m weit gestützten Hauptträger sind gegliederte Halbparabelträger mit abgeschrägten Enden. Die Trägerhöhe in der Mitte beträgt 12 m. Baustoff St Si.

[2]) Vergl. „Die Bautechnik" 1928, Heft 54.

Abb. 9. Brücke über das Weiherbachtal.

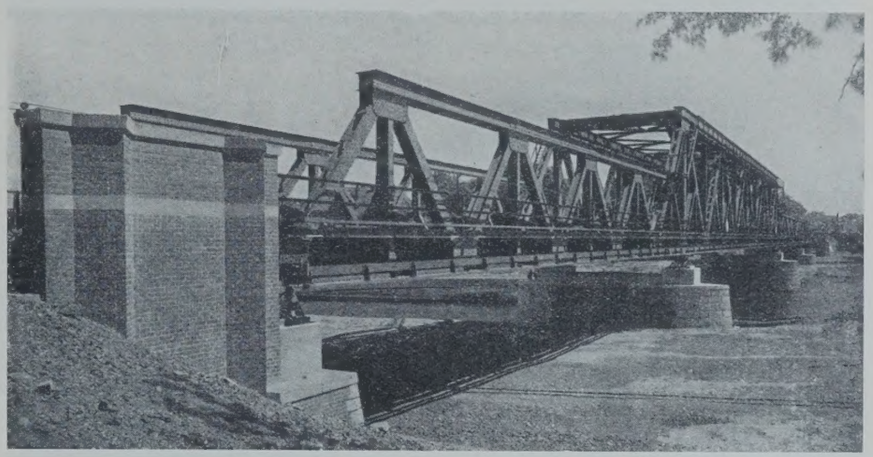


Abb. 11. Brücke über die Oder bei Oppeln.

Abb. 13. Brücke über den Küstenkanal bei Sedelsberg.

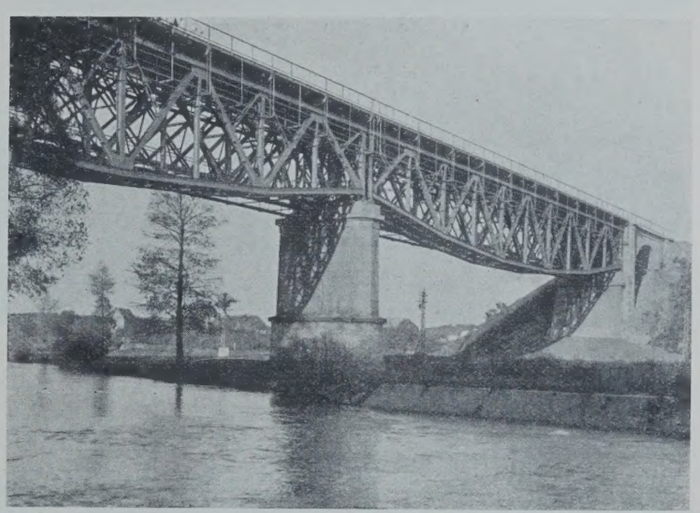


Abb. 15. Eisenbahnbrücke über die Rednitz.

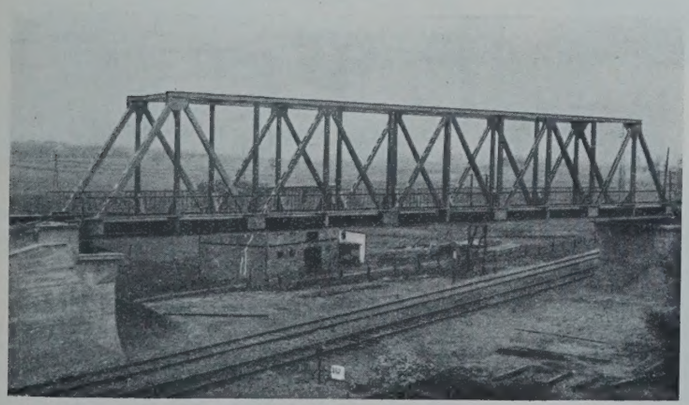


Abb. 14. Brücke bei Osterode.

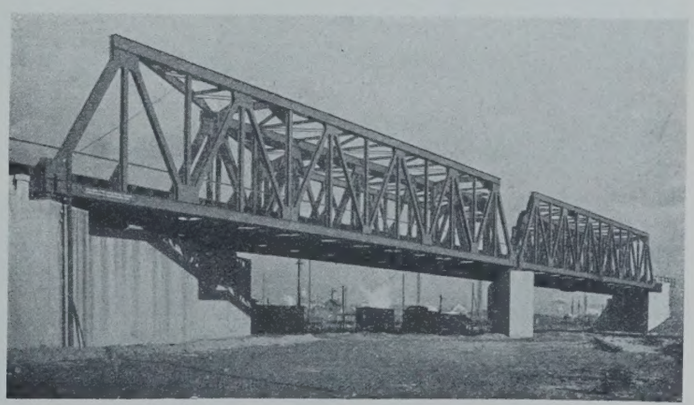


Abb. 16. Kreuzungsbauwerk auf Bahnhof Zwickau.

Abb. 18. Brücke bei Crimmitschau.

Abb. 19. Brücke über die Oder in Stettin.

Abb. 20. Allerstrombrücke.

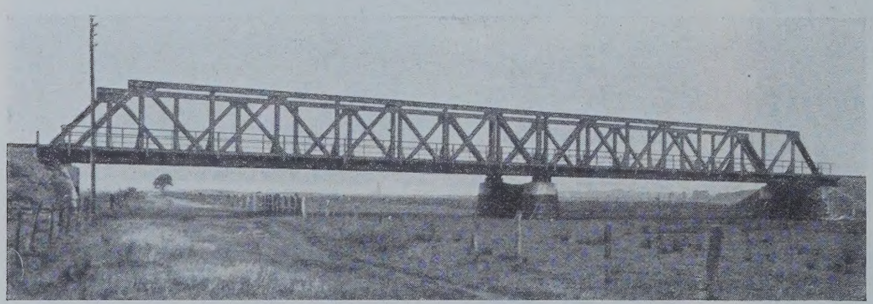


Abb. 21. Allerflutbrücke.

Abb. 22. Weserbrücke.

12. Eingleisige Eisenbahnbrücke bei Osterode im Bezirk der Reichsbahndirektion Königsberg (Abb. 14).

Die Hauptträger sind 40,8 m weit gestützte Parallelfachwerkträger. Baustoff St Si.

13. Zweigleisige Eisenbahnbrücke über die Rednitz in km 6,287 der Strecke Nürnberg—Ansbach im Bezirk der Reichsbahndirektion Nürnberg (Abb. 15).

Nur die beiden Überbauten eines Gleises sind erneuert worden. Ihre Stützweiten betragen 57,6 m. Die Hauptträger sind Halbparabelträger. Baustoff St 48.

14. Zweigleisiges Kreuzungsbauwerk auf Bahnhof Zwickau im Bezirk der Reichsbahndirektion Dresden (Abb. 16).

Zwei zweigleisige linksschiefe Überbauten von 48,2 m Stützweite. Die Hauptträger sind Parallelfachwerkträger mit abgeschrägten Enden. Baustoff St 48.

15. Straßenbrücke in Ebersbach im Bezirk der Reichsbahndirektion Dresden (Abb. 17).

Die Hauptträger sind Parallelfachwerkträger mit abgeschrägten Enden. Sie laufen über zwei Öffnungen durch und haben 33,6 und 37,8 m Stützweite. Baustoff St 37.

16. Zweigleisige Eisenbahnbrücke bei Crimmitschau im Bezirk der Reichsbahndirektion Dresden (Abb. 18).

Über den beiden Öffnungen liegen je zwei eingleisige Überbauten, deren Hauptträger Vollwandträger mit abgespreizter Hängegurtung sind. Um die schwachen Widerlager von den Bremskräften zu entlasten, ist ein neuer eiserner Mittelpfeiler errichtet worden, der zur Aufnahme der Bremskräfte ausgebildet ist. Baustoff St 37.

17. Zweigleisige Eisenbahnbrücke über die Oder in Stettin im Bezirk der Reichsbahndirektion Stettin (Abb. 19).

Zweigleisiger Überbau mit parallelgurtigen Fachwerkträgern, deren Stützweite 39,6 m beträgt. Baustoff St Si.

18. Eingleisige Strombrücke über die Aller im Bezirk der Reichsbahndirektion Hannover (Abb. 20).

Die drei Öffnungen sind von einzelnen parallelgurtigen Fachwerkträgern überbrückt, deren Stützweiten 38,8 — 38,5 — 38,8 m betragen. Baustoff St Si.

19. Eingleisige Flutbrücke über die Aller im Bezirk der Reichsbahndirektion Hannover (Abb. 21).

Bauwerk mit zwei Öffnungen, über denen parallelgurtige Fachwerkträger mit 31,68 m Stützweite liegen. Baustoff St 48.

20. Weserbrücke in km 67,29 der Strecke Hameln—Löhne im Bezirk der Reichsbahndirektion Hannover (Abb. 22).

Nur die vier Überbauten des Gleises Hameln—Löhne sind erneuert worden. Die Stützweite

der Halbparabelfachwerkträger mißt 71 m. Baustoff St 48.

21. Zweigleisige Eisenbahnbrücke über den Neckar bei Neckarhausen im Bezirk der Reichsbahndirektion Stuttgart (Abb. 23).

Die drei Öffnungen sind von je zwei eingleisigen Überbauten mit parallelgurtigen Fachwerkträgern überbrückt, die ohne Gelenke über die drei Öffnungen durchlaufen und in jeder Öffnung 32,28 m weit gestützt sind. Baustoff St 37.

22. Zweigleisige Eisenbahnbrücke über die Kleinbahn Neuhaldensleben—Gardelegen und über den Mittellandkanal bei Neuhaldensleben im Bezirk der Reichsbahndirektion Magdeburg (Abb. 24).

Die Kleinbahn wird von einem zweigleisigen, 30 m weit gestützten und der Kanal von einem zweigleisigen, 88 m weit gestützten Überbau überbrückt. Beide Überbauten sind rechtsschief und haben parallelgurtige Hauptträger. Baustoff St Si.

23. Ruhrbrücke bei Fröndenberg im Bezirk der Reichsbahndirektion Elberfeld (Abb. 25).

Nur die drei Überbauten eines Gleises (in der Abbildung im Vordergrunde) wurden ausgewechselt. Die Hauptträger sind parallelgurtige Fachwerkträger mit abgeschrägten Enden. Ihre Stützweiten sind $2 \times 32{,}8$ und 43,4 m. Baustoff St Si.

24. Eisenbahnbrücke über die Subbelrather Straße in Köln-Ehrenfeld im Bezirk der Reichsbahndirektion Köln (Abb. 26).

Die Straße ist von vollwandigen, rahmenartigen Bogenträgern überbrückt. Die Stützweiten der beiden neuen eingleisigen Überbauten betragen 34,30 und 38 m. Baustoff: St 48 für die Hauptträger und St 37 für die Fahrbahn.

(Schluß folgt.)

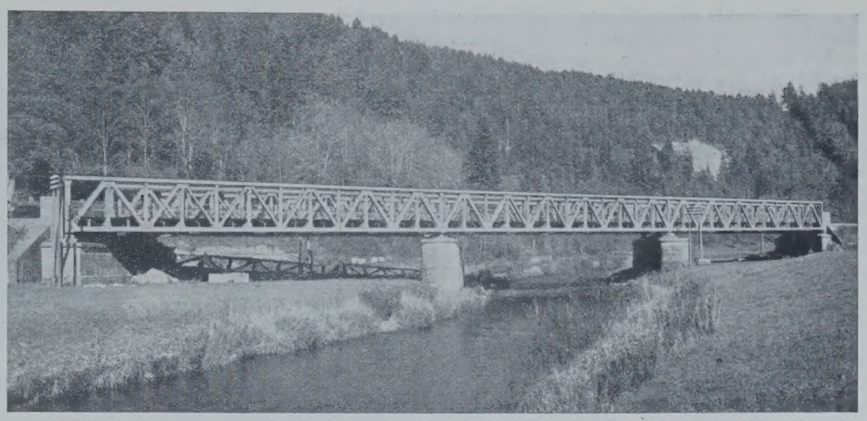


Abb. 23. Neckarbrücke bei Neckarhausen.

Abb. 24. Florabrücke bei Neuhaldensleben.

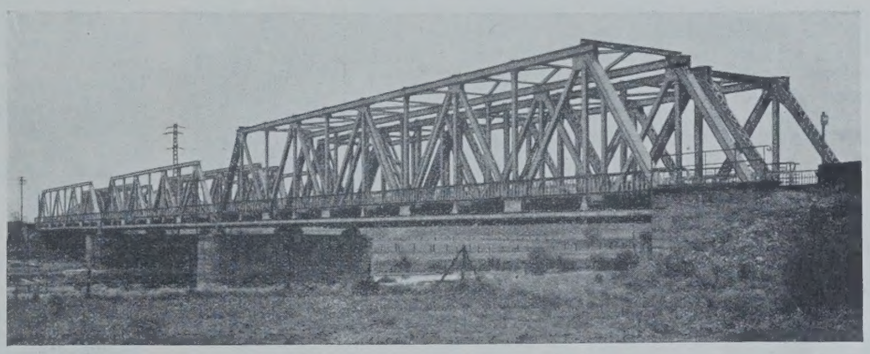


Abb. 25. Ruhrbrücke bei Fröndenberg.

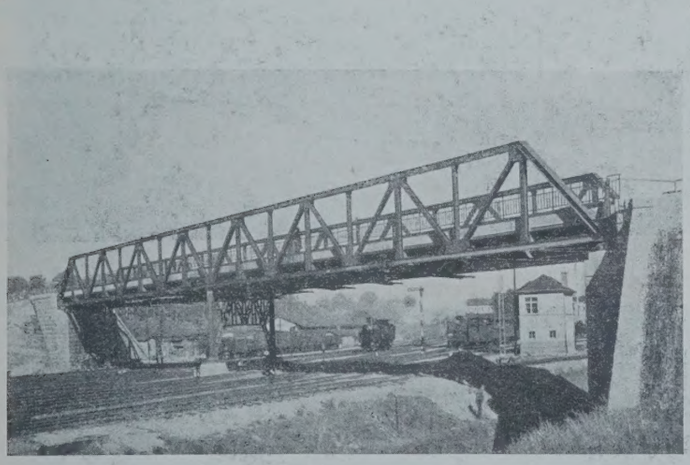


Abb. 17. Straßenbrücke in Ebersbach.

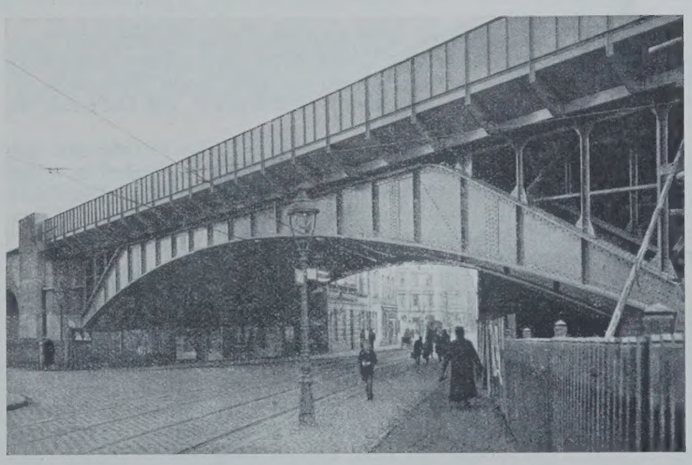


Abb. 26. Brücke über die Subbelrather Straße in Köln-Ehrenfeld.

Vermischtes.

Neuere Anwendungsgebiete der elektrischen Schweißverfahren. Über diesen Gegenstand sprach am 29. November v. J. Herr J. Sauer, Berlin, im Vortragsaale des Hauptverwaltungsgebäudes der AEG. Der Vortragende wies einleitend auf die bekannten Vorteile der elektrischen Schweißverbindung gegenüber anderen, auch den mechanischen Verbindungen hin. Die Schweißverfahren beruhen je nach der Art der Wärmeerzeugung auf der Widerstandschweißung oder auf der Lichtbogenschweißung.

1. Bei der Widerstandschweißung werden die Schweißstücke in einen Stromkreis von sehr hoher Stromstärke eingeschaltet. Infolge der hohen Strombelastung des Schweißstück-Querschnittes wird in kurzer Zeit eine starke Wärme entwickelt.

Die Ausführungsformen der Widerstandschweißung sind die Punktschweißung, die Nahtschweißung und die Stumpfschweißung. Die Punktschweißung dient zum punktweisen Verschweißen von Blechen. Eisen-

bleche können bis 10 + 10 mm Stärke verbunden werden. Auch Messingbleche werden bis zur Stärke von 2 + 2 mm durch Punktschweißung einwandfrei verbunden. Eine sehr wertvolle Ergänzung der Punktschweißmaschine ist die selbsttätige Schweißstrom-Begrenzung durch Schweißkontroller. Sie ermöglichen eine gleichmäßige und zuverlässige Ausführung der Schweißpunkte mit solcher Geschwindigkeit, daß eine Maschine in der Hand ungelernter Bedienung bis zu 20000 Schweißungen vollbringen kann.

Nahtschweißmaschinen sind ebenfalls in der heutigen Massenfabrikation unentbehrliche Hilfsmittel. Nahtschweißungen von 0,5-mm-Blechen können z. B. mit Geschwindigkeiten bis zu 30 mm/sek ausgeführt werden. In der neuesten Zeit ist es auch gelungen, die Nahtschweißung auf Messingblech auszudehnen.

Sehr umfangreich ist das Gebiet der elektrischen Stumpfschweißung. Sie brachte eine vollständige Umwälzung in dem bisherigen Schmiedebetrieb. Während man durch Schmieden früher kaum Material von mehr als 36 bis 38 kg/mm² Festigkeit bearbeiten konnte, gestattet die Stumpfschweißung die Behandlung von Stählen mit jedem Kohlenstoffgehalt. Die geschweißten Arbeitstücke stehen an Festigkeit den aus dem vollen Material gearbeiteten keineswegs nach. Der Konstrukteur muß jedoch darauf achten, daß möglichst Querschnitte gleicher Stärke zusammentreffen.

Die Stumpfschweißung hat u. a. auch die wirtschaftliche Benutzung der teuren legierten Stähle ermöglicht. Die Werkzeugstähle können durch Stumpfschweißung so hergestellt werden, daß nur die unmittelbar beanspruchten Stellen aus hochwertigen Stählen bestehen, während für das Werkzeug in der Hauptsache billiges Material verwendet wird.

2. Bei der Lichtbogenschweißung wird die Wärmeenergie des elektrischen Lichtbogens nutzbar gemacht. Während die Widerstandschweißung hauptsächlich für die Verarbeitung von Massenerzeugnissen in Frage kommt, liegt die Bedeutung der Lichtbogenschweißung in der Anwendung für Ausbesserungen und für den Zusammenbau schwerer Teile. Als Elektroden benutzt man Kohle und Eisen. Neuerdings herrscht die Metallelektrode vor, da sie für den breitesten Anwendungsbereich geeignet ist. Je nachdem, ob und wie die bearbeiteten Teile vor dem Schweißen vorgewärmt werden, unterscheidet man Kaltschweißung, Halbwarmschweißung und Warmschweißung.

Mittels Kaltschweißung können alle Flußstahl- und Stahlverbindungen hergestellt werden. In bezug auf Zug- und Druckfestigkeit ergibt sie einwandfreie Ergebnisse. Vorsicht ist bei Beanspruchung auf Biegung geboten, da die durch Lichtbogen geschweißte Stelle geringe Dehnung aufweist. In neuester Zeit ist es jedoch gelungen, diesem Mangel abzuhelfen. Die sogenannte gaselektrische Schweißung, bei der der Langmuir-Brenner benutzt wird, ergibt Schweißungen von hoher Dehnung. Durch Einhüllung des Lichtbogens in Wasserstoffgas wird ein viel innigeres Fließen als bei der Schweißung in Luft erzielt, bei der sich der schädliche Einfluß von Sauerstoff und Stickstoff bemerkbar machte. Gasbehälter lassen sich in gefülltem Zustande von außen mit Kaltschweißung ausbessern. Sehr groß ist auch das Anwendungsgebiet der Kaltschweißung zur Verbindung von Baustahlstäben, großen Gehäusen, Gerüsten, Brücken und dergl. Abgenutzte Flächen lassen sich durch kalt aufgetragene Schweißschichten ausbessern.

Die Warmschweißung dient insbesondere den Ausbesserungsarbeiten von gebrochenem Guß. Selbst die schwersten Stücke, z. B. Lokomotivzylinder, Brikettpressenrahmen und dergl. mehr, können damit wieder instand gesetzt werden. Die Schweißstellen sind weich und können leicht bearbeitet werden.

Der elektrische Lichtbogen wird auch zum Zerschneiden von Werkstoffen herangezogen. Zwar sind damit keine ganz glatten Schnitte zu erzielen. Trotzdem hat diese Anwendung eine große Bedeutung für Abbrüche und das Trennen von Schrott, insbesondere von Gußeisen, wo das autogene Schneiden nicht ausreicht.

Die Schweißtechnik hat nicht nur wirtschaftliche Vorteile mit sich gebracht, sondern auch günstigere Arbeitsverhältnisse geschaffen. Viel Getöse und Lärm ist aus den Werkstätten verschwunden. Die Arbeit kann ohne lästige Hitze, Rauch und Verbrennungsgase geleistet werden. Die körperlich schwere Arbeit der Schmiede wird durch einen Hebeldruck von der Maschine schnell und zuverlässig bewerkstelligt.

Baubrücke am Bahnhof Jungfernheide der Stichbahn Jungfernheide—Gartenfeld, Berlin. In der „Bautechnik" 1928, Heft 37, ist die Preßluftgründung eines Pfeilers der Spreebrücke am Bahnhof Jungfernheide für die Stichbahn Jungfernheide—Gartenfeld erörtert. Da noch weitere drei Brückenpfeiler in derselben Art und Weise herzustellen waren, mußte nach Mitteilung der Monatsschrift „Siemens-Bauunion" 1928, Nr. 10 (Okt.), die Preßluftschleuse zu den verschiedenen Senkkasten gebracht werden, um dort jeweils nach Fertigstellung der Gründung eines Pfeilers beim nächsten wieder Verwendung zu finden. Die Weiterbeförderung der Schleuse geschah auf einer Hilfsbrücke, deren westlicher Teil als Pfahljoch-Brücke gebaut worden ist, während der östliche Teil sich über die beiden Schiffahrtöffnungen spannt und daher in Form von zwei freitragenden hölzernen Brücken hergestellt wurde (Abb. 1).

Der statischen Berechnung der beiden gleichartig ausgebildeten Überbauten von 20,48 m Stützweite wurden außer Eigengewicht, Windlast, Gewicht der Luftschleuse von 10 t eine Belastung von 2 t (Schmalspurgleis, Kippwagen mit Beton gefüllt und von der Bedienungsmannschaft begleitet) zugrunde gelegt. Die Stoßzahl wurde zu 1,2 angenommen. Mit Rücksicht darauf, daß die Baubrücke nur zum vorübergehenden Gebrauch bestimmt ist, sind die nach den Hochbaubestimmungen zulässigen

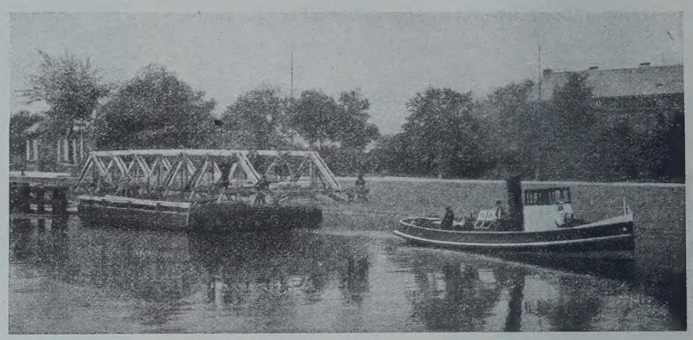


Abb. 1. Hölzerne Brücke über die Spree am Bahnhof Jungfernheide. (Rechts unten ist ein Teil der Bewehrung eines Senkkastens sichtbar.)

Spannungen für das aus Kiefernholz hergestellte Tragwerk um 25 % erhöht worden.

Der Abstand der beiden Hauptträger, deren Stäbe zweiteilig sind, beträgt 4,60 m. Die Querträger wurden als Sprengwerke ausgebildet, und zwar derart, daß die Balken 50 cm über den Untergurt der Hauptträger zu liegen kamen. Der Obergurt des Hauptträgers ist an den Knotenpunkten durch Streben abgesteift worden. Unter dem Untergurt des Hauptträgers liegt ein Windverband.

Die trogförmigen Brücken wurden auf dem Gerätehof in Siemensstadt zugerichtet und auf einem am Spreeufer liegenden Prahm zusammengebaut, damit sie nacheinander auf dem Wasserwege zur Verwendungsstelle gebracht werden konnten. Die einzelnen Stäbe der Tragwerke sind in den Knotenpunkten durch eiserne Gelenke derart angeschlossen, daß sowohl Zug- als auch Druckkräfte übertragen werden können. Als Dübel findet die Krallenscheibe von 80 mm Durchm. Verwendung, deren Platte 6 mm tief in das Holz eingefräst ist und deren Zacken in das Holz eingedrückt werden. Zug- und Druckbeanspruchungen rechtwinklig und schräg zur Faser des Holzes treten hierbei nicht ein.

Abb. 2 zeigt den mit einer Brücke beladenen Prahm samt dem Schlepper auf dem Wege zur Baustelle. Nachdem das Ziel erreicht war, wurden auf dem Prahm zwischen den Hauptträgern zwei zur Hebung der Tragwerke bestimmte Gerüste errichtet. Als Hebemaschinen dienten vier Flaschenzüge. Da jede der zu hebenden Überbauten 16 t wog, so entfielen auf jeden Kettenzug 4 t. Die Hubhöhe betrug 3,50 m. In der Nacht vom 7. zum 8. August 1928 wurde der eine Teil der Brücke zwischen den beiden mittleren Strompfeilern gehoben und auf die vorher fertiggestellten Hochpfeiler abgesetzt (Abb. 3). Diese Arbeit erforderte $1^1/_2$ Stunden. Das Heben des anderen Überbaues zwischen den östlichen Pfeilern wurde am Tage durchgeführt. Abb. 1 zeigt die beiden Brücken mit der aufgebrachten Fahrbahn.

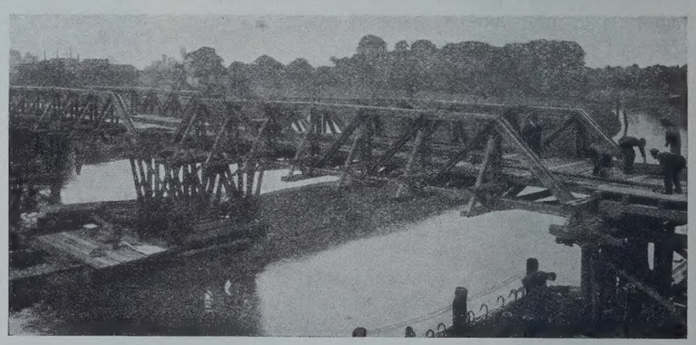


Abb. 2. Ein Tragwerk auf dem Wege zur Baustelle.

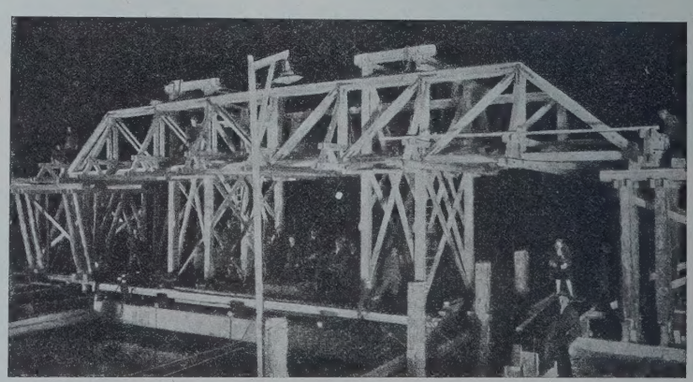
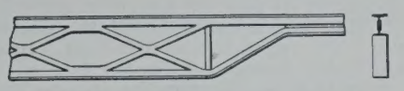


Abb. 3. Das hochgezogene Tragwerk nach dem Einschwimmen und Absetzen auf die Holzpfeiler.

Stahlfachwerkträger. Ein leichter aus einem Stück gewalzter Stahlfachwerkträger wird nach einem Bericht in Eng. News-Rec. vom 27. 9. 1928 von der Kalman Steel Company, Chicago, in verschiedenen Höhen und Längen hergestellt. Der Träger (s. Abb.) wird in einem besonderen Walzverfahren bei hoher Temperatur gefertigt und in allen Teilen so ausgebildet, daß das Material bis zur äußersten Grenze ausgenutzt ist. In den Knotenpunkten laufen die Schwerachsen der Gurte und Schrägstäbe in einem Punkte zusammen. Die Enden der Träger sind nach dem Auflager hin besonders ausgebildet. Der Untergurt ist schräg zum Obergurt heraufgezogen, so daß die Auflagerfläche über die Schwerachse des ganzen Trägers fällt. Der Träger ruht daher auf den Auflagern in stabiler Lage, so daß er nicht kippen kann. Der Ständer und die Seitenbleche am Trägerende sind aufgeschweißt. Zs.



Gasbeton. Die Reichsforschungsgesellschaft für Wirtschaftlichkeit im Bau- und Wohnungswesen E. V. hat im Mai zwei Sachverständige, Magistratsoberbaurat Fischer und Direktor Schmuckler, zum Studium des Gasbetons nach Schweden geschickt und berichtet über das Ergebnis dieser Reise in ihren Mitteilungen Nr. 17 vom August 1928. Einiges aus diesem Bericht sei nachstehend wiedergegeben.

Der Gasbeton, über dessen Eigenschaften bereits in der „Bautechnik" 1928, Heft 28, S. 417, Angaben gemacht sind, wird seit 1923 hergestellt, und zwar in Platten und Blöcken von 50 × 25 cm Größe mit 7, 14, 17,5 und 20 cm Stärke. Außenmauern aus einem Gasbeton mit dem Einheitsgewicht von 0,85 bis 0,9 t/m³ mit 20 cm Stärke haben keinen Anlaß zu Anständen gegeben. Feuchtigkeit soll in die Blöcke nicht tiefer als 5 mm eindringen. Versuche, die die Frostbeständigkeit ermitteln sollten, sind günstig abgelaufen, ebenso Brandproben, die in New York vorgenommen worden sind und über die das genannte Heft der „Mitteilungen" der R.-F.-G. auszugweise aus der Veröffentlichung der Aerocrete Corporation berichtet. Der Gasbeton darf infolge des Ergebnisses dieser Versuche, bei denen er höher beansprucht wurde, als bei seiner Verwendung im Bauwesen in der Regel zu erwarten ist, als ein feuerbeständiger Baustoff angesehen werden. Bei einer Dicke einer Decke von nur 10 cm zeigte sich an der Oberseite eine Wärme von 900°, an der Unterseite von 120°. Die Decke war mit Eisen bewehrt und mit 3200 kg/m² belastet. Ohne die stark wärmeschützende Eigenschaft des Gasbetons wäre die Decke zweifellos infolge der starken Erwärmung der Eisen zerstört worden.

In den besichtigten Fabriken wird der Gasbeton aus Portlandzement und scharfem Hochofenschlackensand hergestellt. Der Gasbildner besteht im wesentlichen aus Aluminium, doch wird seine Zusammensetzung geheimgehalten. (Wenn die Fabriken sich über die Zusammensetzung nicht aussprechen wollen, so scheint das auf einer falschen Auffassung der Lage zu beruhen; die Herstellung des Gasbetons ist durch Patente geschützt, jedermann kann sich also aus den allgemein zugänglichen Patentschriften darüber unterrichten.)

Der Gasbeton muß vor der Verwendung gut austrocknen. Er schwindet um etwa 1,25 mm auf 1 m. Von dieser Schwindung entfallen auf die ersten zwei Monate etwa 75 %. Gasbetonkörper sollten daher, wenn Schwindrisse vermieden werden sollen, nicht eher als zwei Monate nach der Herstellung verwendet werden.

Daß das im Gasbeton enthaltene Aluminium schädlich wirken könne, wurde von den schwedischen Sachverständigen verneint.

Der Beton wird dünnflüssig angemacht; nach 24 Stunden kann er aus den Formen, in denen die Platten oder Blöcke gegossen werden, herausgenommen werden. Beim Abbinden bildet sich beträchtliche Wärme, doch müssen trotzdem bei größerer Kälte die Formen abgedeckt werden.

Eine Berliner Unternehmung stellt Gasbetonblöcke mit Nut und Feder an den Stoßfugen her; in Schweden wird nur mit glatten rechteckigen Formen gearbeitet. Die Fugen, etwa 1 bis 1,5 cm stark, werden mit Kalkmörtel ausgefüllt. Die Berliner Unternehmung verwendet auch für die Fugen Gasbeton.

Zusammenfassend sagt der Bericht der R.-F.-G., der Gasbeton habe sich seit seiner Einführung in Schweden bewährt. Es sei eine größere Anzahl von Häusern, teils mit, teils ohne Fachwerkgerüst unter Verwendung von Gasbeton ausgeführt worden. Schäden hätten sich nur ganz vereinzelt gezeigt; sie seien auf Mängel der Ausführung zurückzuführen. Der Wärmeschutz scheine auch für schwedische Witterungsverhältnisse ausreichend. Die Wohnungen seien wohnlich und warm. Der Schallschutz genüge. Außer zum Bau von Wänden werde Gasbeton in Schweden auch als Schutz gegen Einwirkung der Kälte bei Dächern benutzt. Zwischen eisernen Trägern werden dabei bewehrter Gasbeton verwendet.

Auf die einzelnen besichtigten Bauwerke, von denen in dem Bericht 14 Gruppen erwähnt werden, soll hier nicht näher eingegangen werden. Erwähnt sei nur, daß sich unter ihnen neben Wohnhausgruppen auch ein Paketpostgebäude, der Hauptbahnhof Stockholm, die zwei Stockholmer Hochhäuser mit je 14 Stockwerken und die Flugzeughalle der schwedischen Marine befinden. Wkk.

Zuschriften an die Schriftleitung.

Die Wirtschaftlichkeit der Straßenbefestigungen. Der in vorstehend genanntem Aufsatze von Herrn Oberingenieur Marx, Köln-Lindenthal („Die Bautechnik" 1928, Heft 34 u. 36), unternommene Versuch, durch Abnutzungsmessungen der verschiedensten Straßenbefestigungsweisen unter gleichem Verkehr zu einem Vergleich bezüglich Wirtschaftlichkeit zu kommen, ist als sehr wünschenswert zu begrüßen. Die Art und Weise, wie zum Schluß die Wirtschaftlichkeitsbetrachtung durchgeführt ist, erscheint jedoch noch verbesserungsbedürftig. Der Verfasser des Aufsatzes hat für die verschiedenen Befestigungsweisen „Gesamtanlagekosten" ermittelt, die umfassen:

1. Erstmalige Herstellung.
2. Hinterlegung eines Erneuerungsfonds, der mit Zins und Zinseszinsen am Tage der Erneuerungsbedürftigkeit das Erneuerungskapital bereitstellt.
3. Hinterlegung eines Unterhaltungsfonds, der einschl. Zins und Zinseszinsen durch jährliche daraus zu entnehmende Unterhaltungskosten am Schlusse der Lebensdauer gerade aufgezehrt ist.

Je höher der Zinsfuß ist, um so niedriger sind die beiden Posten zu 2. und 3. zu bemessen.

Die Gesamtausgaben fallen also mit dem Steigen des Zinsfußes. Darum hat der Verfasser auch „vorsichtshalber" nur mit 5% Zinseszins gerechnet, damit er auf keinen Fall zu niedrige Gesamt- und Anlagekosten errechnet. Da jedoch im Wirtschaftsleben sonst überall ein hoher Zinsfuß verteuernd wirkt, so liegt hier ein Widerspruch vor, den man bei dem im nachstehend entwickelten Verfahren vermeidet, das sich dem üblichen Finanzgebaren der Stadtverwaltungen bei ihrer Etataufstellung anschließt.

Eine Stadt nimmt, wenn sie größere Straßenneubauten beabsichtigt, im allgemeinen zu diesem Zweck eine Anleihe auf, die in der Zeit der voraussichtlichen Lebensdauer der Straßenbefestigung durch gleichbleibende Jahreszahlungen verzinst und amortisiert wird, indem die ersparten Zinsen zur erhöhten Amortisation herangezogen werden. Amortisiert die Stadt schneller, so betreibt sie damit wünschenswerte Sparsamkeit und Vorsichtspolitik, die aber bei wirtschaftlichen Betrachtungen außer acht gelassen werden muß. Zu dieser gleichbleibenden Amortisationsrate kommt noch die jährlich von der Stadt Köln als gleichbleibend ermittelte jährliche Unterhaltungsausgabe. Beide Zahlen zusammen ergeben die Gesamt-Jahreskosten während der Lebensdauer der Straßenbefestigung. Wenn diese Lebensdauer abgelaufen ist, beginnt dasselbe Spiel von neuem.

In der nachfolgenden Tabelle sind nunmehr die drei der Kölner Betrachtung entnommenen Befestigungsarten

a) Großpflaster 12/18
b) Kleinpflaster 8/10
c) Sandasphalt 8 cm

auf der Grundlage der von Köln ermittelten Zahlen für Anlage- und Unterhaltungskosten bezüglich ihrer Jahresausgaben verglichen, indem zunächst für jede Befestigung in den Tabellen 1 bis 3, sowohl für den Zinsfuß von 5% wie auch für den Zinsfuß von 8% die Jahresausgaben berechnet sind; sodann sind in Abb. 1 u. 2 getrennt für die Zinsfüße von 5% und 8% die Kosten aufgetragen, wobei das Verhältnis der Lebensdauer der verschiedenen Befestigungsarten unter ein und demselben Verkehr der Kölner Veröffentlichung entnommen ist.

Zum Vergleich ist in Abb. 3 ein Auszug aus der Kölner Abb. 10 („Bautechnik" 1928, S. 515) bezüglich der drei hier betrachteten Materialien mit dem gleichen Abszissen-Maßstabe für die Lebensdauer, den die Tafeln 1 u. 2 aufweisen, gebracht.

Jährliche Ausgabe je m² Straßenbefestigung, bestehend aus jährlichen Unterhaltungskosten U + Zins- und Amortisationsrate Z bei Zinssätzen von 5% und 8% für eine Amortisationszeit gleich der Lebensdauer von n Jahren.

Tabelle I
Großpflaster 12/18
Herstellungskosten einschl. Unterbau je m² 22,20 R.-M.

n	U	Z		$Z+U$	
		5%	8%	5%	8%
25	0,16	1,58	2,08	1,74	2,24
32	0,12	1,42	1,94	1,54	2,06
40	0,11	1,30	1,86	1,41	1,97
48	0,10	1,23	1,82	1,33	1,92
56	0,09	1,19	1,80	1,28	1,89
64	0,08	1,16	1,79	1,24	1,87
72	0,07	1,15	1,78	1,22	1,85
80	0,06	1,13	1,78	1,19	1,84

Tabelle II
Kleinpflaster 8/10
Herstellungskosten einschl. Unterbau je m² 14,20 R.-M.

n	U	Z		$Z+U$	
		5%	8%	5%	8%
10	0,27	1,84	2,12	2,11	2,39
12	0,24	1,61	1,88	1,85	2,12
14	0,21	1,44	1,72	1,65	1,93
16	0,19	1,32	1,62	1,51	1,81
18	0,18	1,21	1,52	1,39	1,70
20	0,17	1,14	1,45	1,31	1,62
22	0,16	1,08	1,39	1,24	1,55
24	0,15	1,01	1,35	1,16	1,50
26	0,14	0,98	1,31	1,12	1,45
28	0,13	0,95	1,28	1,08	1,41
30	0,12	0,92	1,26	1,04	1,38
35	0,10	0,86	1,22	0,96	1,32
40	0,09	0,83	1,19	0,92	1,28
8	0,30	2,20	2,49	2,50	2,79

Tabelle III
Sandasphalt 8 cm
Herstellungskosten einschl. Unterbau je m² 12,00 R.-M.

n	U	Z		$Z+U$	
		5%	8%	5%	8%
10	0,70	1,55	1,79	2,25	2,49
11	0,60	1,44	1,67	2,04	2,27
12	0,55	1,35	1,59	1,90	2,14
13	0,50	1,28	1,52	1,78	2,02
14	0,45	1,21	1,46	1,66	1,91
15	0,40	1,15	1,41	1,55	1,81
16	0,36	1,10	1,36	1,46	1,72
17	0,34	1,06	1,32	1,40	1,66
18	0,32	1,02	1,28	1,34	1,60
20	0,30	0,96	1,23	1,26	1,53
22	0,28	0,92	1,18	1,20	1,46
24	0,26	0,88	1,14	1,14	1,40
26	0,24	0,85	1,11	1,09	1,35
28	0,23	0,82	1,08	1,05	1,31
30	0,22	0,79	1,06	1,01	1,28

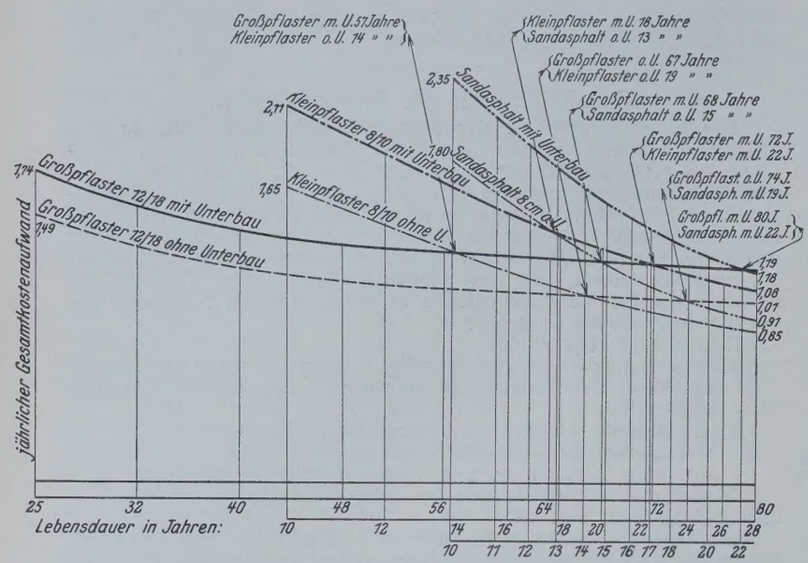


Abb. 1. Wirtschaftlichkeitsfeststellung über Straßenbaumaterial bei einem Zinsfuß von 5 % durch Berechnung der jährlichen Amortisations- und Zinsrate plus Unterhaltungskosten.

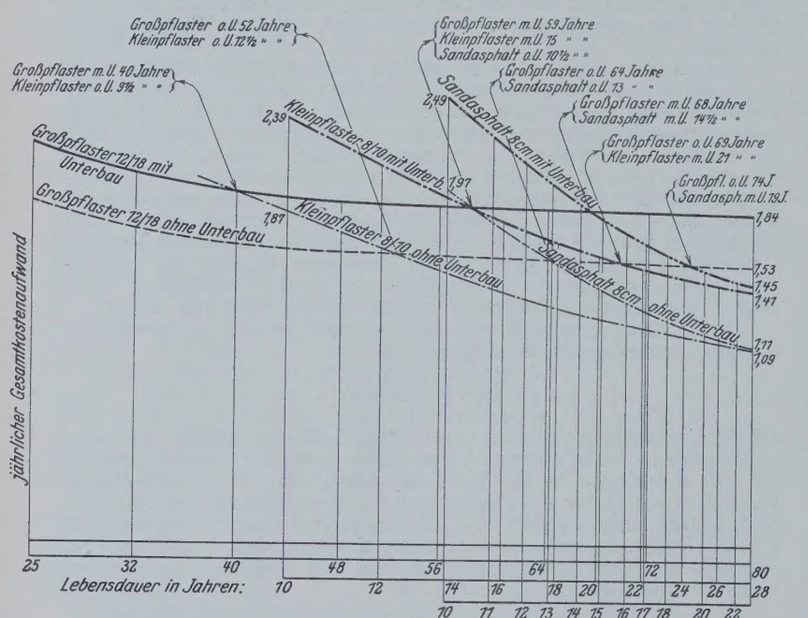


Abb. 2. Wirtschaftlichkeitsfeststellung über Straßenbaumaterial bei einem Zinsfuß von 8 % durch Berechnung der jährlichen Amortisations- und Zinsrate plus Unterhaltungskosten.

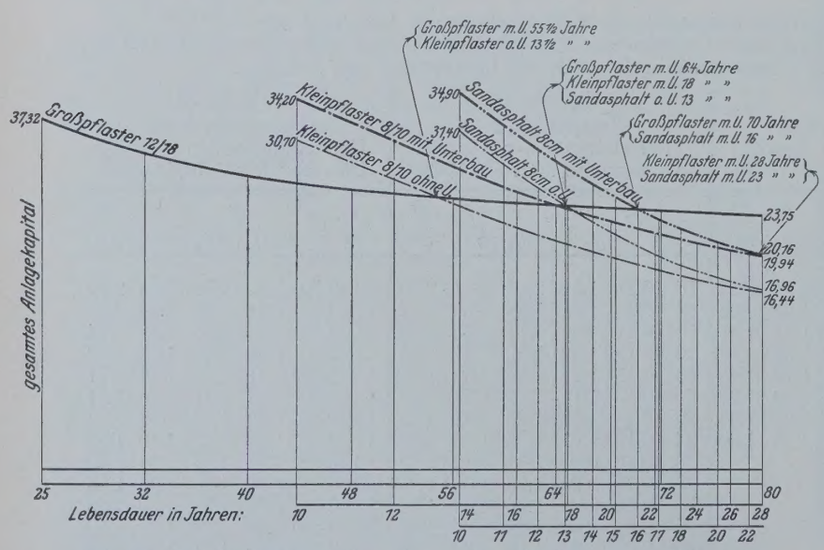


Abb. 3. Wirtschaftlichkeitsberechnung über Straßenbaumaterial nach Oberingenieur P. Marx, Köln.

Hierbei sieht man, daß bei dem jetzt üblichen Zinsfuß von 8 % die Grenzen erheblich zu Gunsten von Kleinpflaster und Sandasphalt sich verschieben.

Man kann allerdings einwenden, daß der heutige 8 %ige Zinsfuß mit großer Sicherheit nicht auf ewige Zeiten bestehen bleiben wird. Demgegenüber ist aber auf folgendes aufmerksam zu machen:

Ein Kapital von 10 000 R.-M., das in 30 Jahren bei einem Zinsfuß von 5 % amortisiert werden soll, erfordert eine jährliche Rate von 652 R.-M. Beträgt der Zinsfuß 8 %, so steigt diese Rate auf 889 R.-M.

Nimmt man nunmehr an, daß der Zinsfuß im ersten Jahr 8 % beträgt, jährlich um 0,1 % zurückgeht, so daß er im 30. Jahre 5,1 % beträgt, so ist eine gleichbleibende Amortisationsrate von 824 R.-M. erforderlich. Von dem Unterschiede zwischen dauerndem 8 %igen Zinsfuß und dauerndem 5 %igen Zinsfuß von jährlich 237 R.-M. werden also nur 65 R.-M. eingespart, wenn der Zinsfuß allmählich von 8 % auf 5 % sinkt.

Reg.-Baumeister a. D. Ad. Jöhrens, Höchst a. M.

Erwiderung.

Die von Herrn Reg.-Baumeister a. D. Ad. Jöhrens gemachten Ausführungen und die von ihm aufgestellten Berechnungen sind zutreffend. Im übrigen war mir der Einfluß der Höhe des Zinsfußes für die Bestimmung der Wirtschaftlichkeit schon vor Aufstellung meiner Berechnungen bekannt.

Zu den Ausführungen des Herrn Jöhrens betr. Wirtschaftlichkeitsverhältnis bemerke ich jedoch folgendes: Die Durchführung der Rechnung mit veränderlichem Zinsfuß trägt nicht zur Vereinfachung und Übersichtlichkeit bei. Vergleicht man schließlich den Endeffekt, nämlich die Feststellung der Wirtschaftlichkeitsgrenzen in bezug auf die Lebensdauer, so findet man nach der Zusammenstellung Jöhrens (s. Abb. 1 u. 2) die sich entsprechenden Jahreszahlen:

	Bei 5 % Verzinsung		Bei 8 % Verzinsung	
Großpflaster mit Unterbau . .	72	80	59	68
Kleinpflaster mit Unterbau . .	22		15	
Sandasphalt mit Unterbau . .		22		14½

Man ersieht hieraus, daß sich wohl die Jahreszahlen der Lebensdauer verschieben, daß aber das Verhältnis der sich entsprechenden Zahlen nur wenig verändert wird, ob man mit 8 % oder 5 % oder mit einem wechselnden Zinsfuß rechnet. Marx.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: die Reichsbahnoberräte Behle, Mitglied der R. B. D. Erfurt, in gleicher Eigenschaft zur R. B. D. Trier, Loycke, Mitglied der R. B. D. Erfurt, in gleicher Eigenschaft zur R. B. D. Kassel, Hammann, Mitglied der R. B. D. Kassel, in gleicher Eigenschaft zur R. B. D. Erfurt, Walther Fröhlich, Mitglied der R. B. D. Trier, in gleicher Eigenschaft zur R. B. D. Erfurt, und Dr. jur. Kieckhoefer, Mitglied der R. B. D. Breslau, in gleicher Eigenschaft zur R. B. D. Essen, die Reichsbahnräte Ballof, bisher bei der Hauptverwaltung in Berlin, zur R. B. D. Essen, Walter Rohde, bisher bei der R. B. D. Trier, zum R. Z. A. in Berlin, Hesebeck, bisher in Werne, zum Reichsbahn-Neubauamt Münster (Westf.), Martin Herrmann, bisher beim Reichsbahn-Neubauamt Gevelsberg, zum R. Z. A. in Berlin, Stephan, Mitglied der R. B. D. und Leiter des Prüfungsamts in Halle (Saale), in gleicher Eigenschaft zur R. B. D. Berlin, Carjell, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Berlin-Tempelhof, zum R. Z. A. in Berlin unter Übertragung der Stellung eines Mitgliedes und des Leiters des Prüfungsamtes, Dr. jur. Gerhard Koch, Vorstand des Reichsbahn-Verkehrsamts Altena (Westf.), als Mitglied zur R. B. D. Breslau, Hagner, bisher bei der R. B. D. Stuttgart, zur R. B. D. Erfurt, und Richard Schumann in Stettin (Abnahmeamt Berlin 2) zur R. B. D. Köln, sowie der Reichsbahnbaumeister Boy, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Schneidemühl, zum R. A. W. Berlin-Grunewald.

Überwiesen: Reichsbahnrat Daßler vom Reichsbahn-Bauamt Dresden 2 zur R. B. D. Dresden.

Bestellt: Reichsbahnrat Ammer in Düsseldorf zum Vorstand des neuerrichteten Reichsbahn-Neubauamts Düsseldorf 2.

In den Ruhestand getreten: die Reichsbahnamtmänner Bernhard Richter, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Wittenberge, Richard Münzenberg, Vorstand der Güterabfertigung Gera Hauptbahnhof, Oskar Schuster, Betriebsingenieur beim R. B. A. Erfurt 1, Eugen Schneider, technischer Betriebskontrolleur bei der R. B. D. Köln und Hugo Schimpf, technischer Betriebskontrolleur bei der R. B. D. Magdeburg.

Gestorben: Geheimer Rat Ritter von Völcker, Präsident der R. B. D. München.

Preußen. Versetzt: der Regierungsbaumeister (W.) Margraf von Münster i. Westf. an das Kulturbauamt I in Magdeburg.

Die Staatsprüfung hat bestanden: der Regierungsbauführer Werner Kohl (Eisenbahn- u. Straßenbaufach).

INHALT: Ausrüstung von Schleusen nach den Erfahrungen im Bereich der Verwaltung der Märkischen Wasserstraßen. — Der Umbau der Weserbrücke bei Wehrden. — Der Brückenbau und der Ingenieurhochbau der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft im Jahre 1928 (Fortsetzung). — Vermischtes: Neuere Anwendungsgebiete der elektrischen Schweißverfahren. — Baubrücke am Bahnhof Jungfernheide der Stichbahn Jungfernheide-Gartenfeld, Berlin. — Stahlfachwerkträger. — Gasbeton. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

7. Jahrgang | BERLIN, 25. Januar 1929 | Heft 4

Alle Rechte vorbehalten.

Vorflutregulierung im Obernetzebruch.

Von Regierungsbaumeister **Kurt Griesert,** Landsberg a. d. W., Vorstand der Kulturbauabteilung für die Warthe-Netze-Niederung.

Die Ländereien des Obernetzebruches, durch Statut vom 7. März 1910 in dem „Deichverband des Obernetzebruches“ zusammengefaßt, haben eine Größe von rd. 2890 ha und erstrecken sich in ostwestlicher Richtung von der jetzigen polnischen Grenze bei Neuteich-Beelitz bis zur Stadt Driesen (Abb. 1).

Sie erhalten ihren Schutz gegen Überströmung durch Netzehochwasser mittels eines hochwasserfreien Längsdeiches, der oberhalb Erbenswunsch weiterhin zum Abfangen der von dem südlichen Höhenrande kommenden Zuflüsse die Anlage eines Randkanals zwecks Verbilligung des Schöpfwerkbetriebes erforderlich machen. Die hierdurch entstehenden recht erheblichen Mehrkosten stehen aber in keinem angemessenen Verhältnis zu dem Nutzen, den die jetzt bei höheren Wasserständen durch Rückstau unter Wasser kommenden Deichverbandflächen dann haben würden. Größere Hochwässer treten nämlich in der Netze seltener auf, und bei

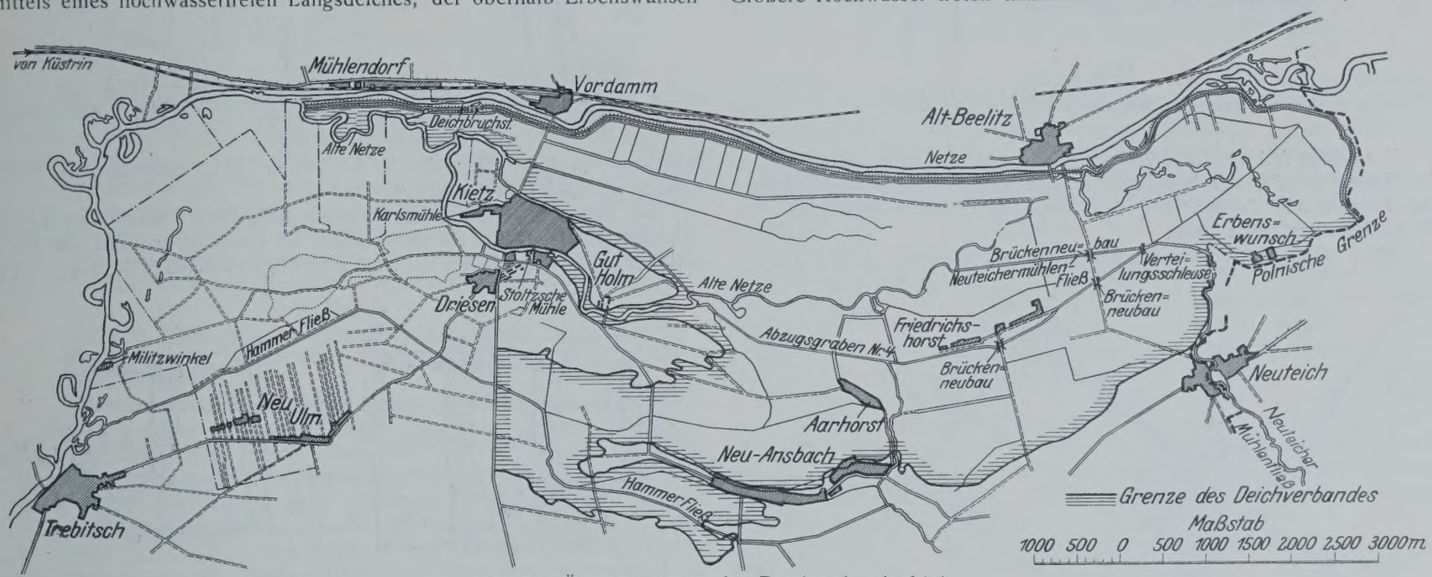


Abb. 1. Übersichtskarte des Deichverbandgebietes.

am südlichen Höhenrande beginnt und unterhalb der Stadt Driesen als verlorener Wall aufhört. Die Anlage dieses Deiches, wie vor allem auch die Verlegung der Netze aus der Mitte der Niederung, die sie früher in vielen Windungen durchfloß, an den Höhenrand heran in ihre jetzige geradgestreckte Lage, ist ein Bestandteil jenes großen Kulturwerkes Friedrichs des Großen, das als Urbarmachung des Netze- und Warthebruches allgemein bekannt ist.

Da der Deich die Niederung unten offen läßt, stauen größere Hochwässer in die eingedeichte Niederung von unten herauf zurück bis etwa 8 km und setzen bei HHW (1888) etwa 870 ha, bei HSHW (1903) etwa 200 ha unter Wasser. Mittlere Sommerwasserstände lassen dagegen das Deichverbandgebiet wasserfrei.

Eine durchgehende geschlossene Eindeichung der ganzen linkseitigen Netzeniederung, die sich allerdings dann zweckmäßig auch über das westlich Driesen liegende Niederungsgebiet bis zur Ortschaft Trebitsch erstrecken müßte, würde in der unterhalb Driesen schiffbaren „Alten Netze“ die Anlage einer Schiffschleuse und eines Schöpfwerkes und gewöhnlichem Hochwasser fallen immer nur verhältnismäßig kleine Gebiete unter Wasser.

Der Deichverband hat sich deshalb dem Gedanken einer geschlossenen Eindeichung gegenüber bisher stets ablehnend verhalten und erstrebt eine Besserung der Wasserverhältnisse, abgesehen von der Schließung einiger Deichbruchstellen unterhalb Driesen, die das Netzehochwasser zurzeit schon oberhalb des Deichendes eintreten lassen, zunächst durch genügenden Ausbau der Binnenvorflut.

Abb. 2. Überflutung der Ländereien vor Inangriffnahme der Melioration.

Abb. 3. Versumpfte Flächen vor Inangriffnahme der Melioration.

Der Hauptvorfluter des Verbandgebietes ist das Neuteicher Mühlenfließ, das in die „Alte Netze“ mündet, die wiederum nach Durchfließen der Stadt Driesen unterhalb des Deichendes in die Netze einmündet. Als Entlastungskanal des Neuteicher Mühlenfließes dient ferner der sogenannte Abzuggraben Nr. 4, der auf rd. 6 km ungefähr parallel zum Mühlenfließ bezw. zur „Alten Netze“ verläuft und bei HW einen großen Teil des Hochwassers übernimmt.

Der weiteren Binnenentwässerung dient eine Anzahl Nebenvorfluter und Deichverbandgräben, die in die genannten Hauptvorfluter einmünden.

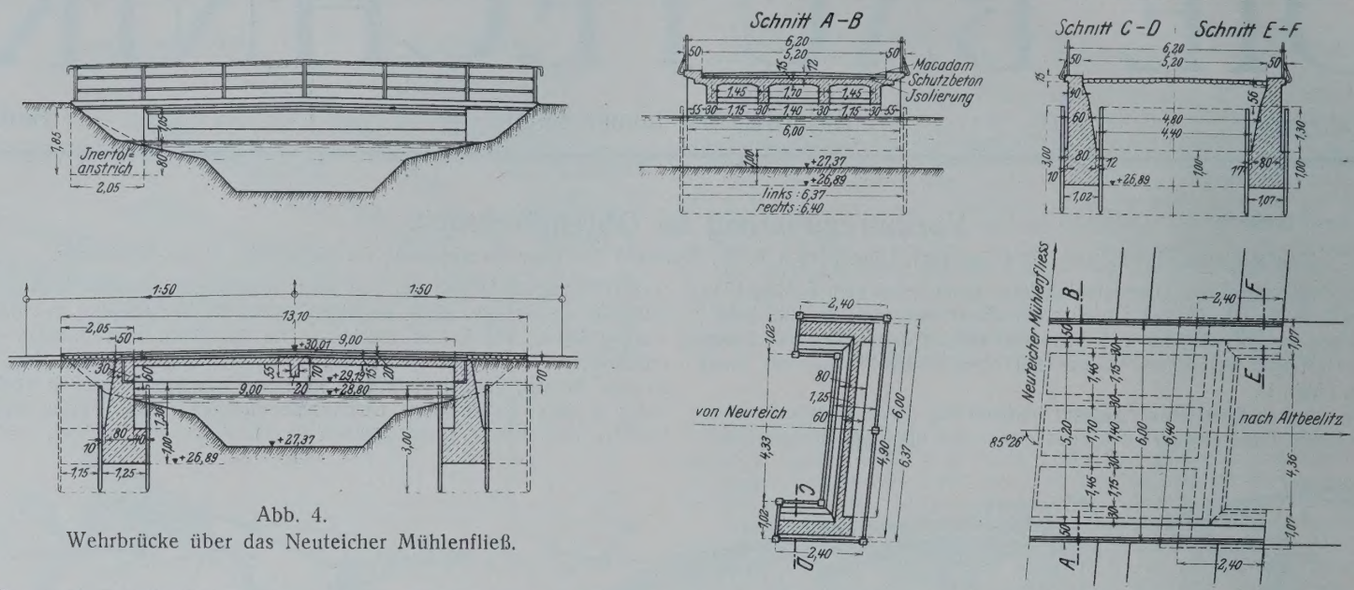


Abb. 4.
Wehrbrücke über das Neuteicher Mühlenfließ.

Der größte Teil des Deichverbandgebietes litt bisher unter zu hohem Grundwasserstande, der besonders in den letzten wasserreichen Jahren eine zunehmende Versumpfung verbunden mit starkem Rückgange der Ernteerträge zur Folge hatte.

Diese mißlichen Vorflutverhältnisse waren zunächst einmal bedingt durch den zu hohen Stau der in der „Alten Netze" innerhalb der Stadt Driesen gelegenen Stolzschen Mühle.

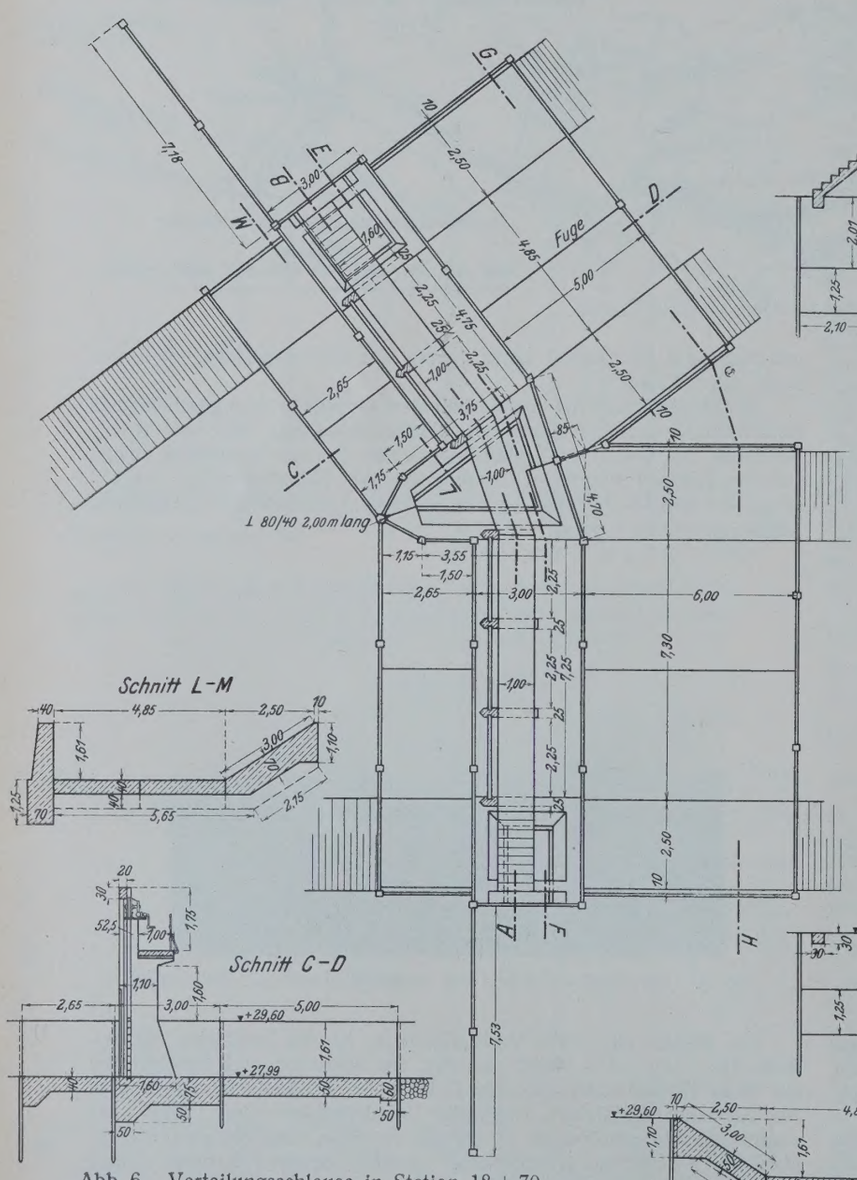
Die durch ein sehr altes Staurecht festgelegten Wasserstände verhinderten besonders im Sommerhalbjahr für einen großen Teil der oberhalb der Mühle liegenden Wiesen die unbedingt notwendige Entwässerungstiefe von 50 cm. Auch in trockenen Zeiten mußte der vorgeschriebene Stau genau eingehalten werden, da der Besitzer des Gutes Holm ein aus früherer Zeit hergeleitetes Mitbenutzungsrecht des angespannten Wasserspiegels der Mühle zur Bewässerung von etwa 150 ha Wiesen und Ackerflächen beanspruchte.

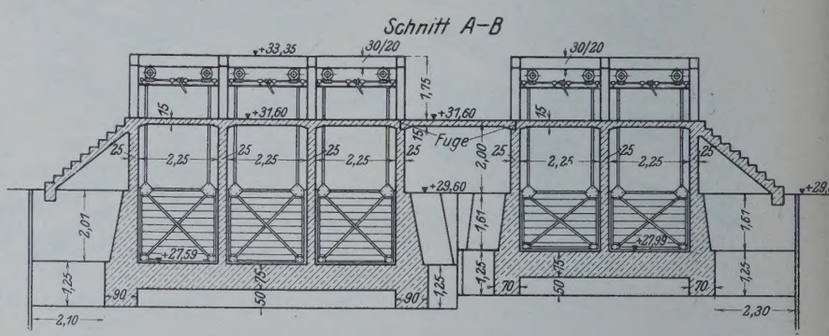
Der Stau an der Driesener Mühle ist nunmehr im vorigen Jahre nach Ankauf des Staurechtes durch den Deichverband abgesenkt worden. Wegen Entschädigung für den strittigen Bewässerungsanspruch des Gutes Holm schwebt zurzeit noch ein gerichtliches Verfahren.

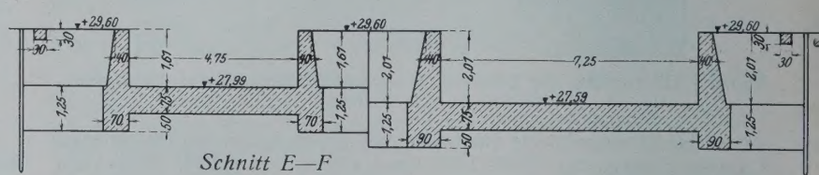
Die weitere Ursache für die Versumpfung des Verbandgebietes bildete die durch Versandung hervorgerufene Profileinschränkung der Hauptvorfluter.

Das Neuteicher Mühlenfließ bringt trotz der zahlreichen Mühlenteiche, die es in seinem oberen Laufe in Polen durchfließt, sehr viel Sinkstoffe, da diese Teiche wegen zunehmenden Verfalls der polnischen Mühlen ebenfalls bereits verschlammt sind und kein Rückhaltevermögen mehr besitzen.

Hierzu kommt, daß sich das im oberen Laufe starke Gefälle des Fließes im unteren Teile des Verbandgebietes wesentlich verringert und demzufolge hier nicht mehr die zum Fortschleppen







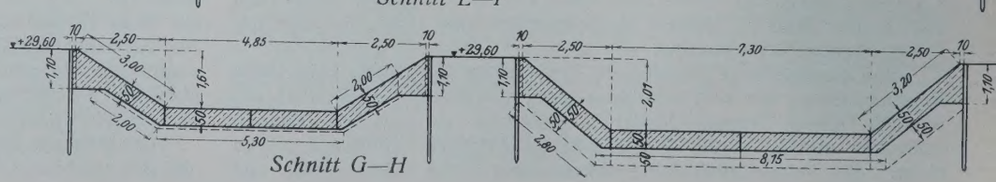


Abb. 6. Verteilungsschleuse in Station 18 + 70 des Neuteicher Mühlenfließes.

Abb. 5.
Wegebrücke über das Neuteicher Mühlenfließ.

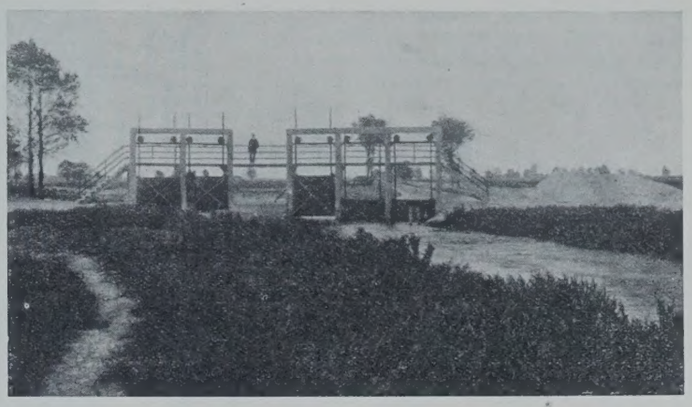


Abb. 7. Verteilungsschleuse in Station 18 + 70
des Neuteicher Mühlenfließes.

des Sandes erforderliche Schleppkraft erzeugen kann. Besonders ungünstig machte sich hier bisher natürlich der Stau der Driesener Mühle bemerkbar.

Die sehr kostspieligen jährlichen Räumungen, die eine unverhältnismäßig hohe Belastung des Deichverbandes bedeuteten, konnten vor allem in der Kriegszeit wegen Mangels an Geld und Arbeitskräften nicht mehr in dem notwendigen Umfange durchgeführt werden, so daß die eingeschränkten Abflußprofile der Hauptvorfluter nicht mehr imstande waren, ein mittleres Sommerhochwasser bordvoll abzuführen und daher zu weiten Überflutungen der angrenzenden Ländereien Veranlassung gaben (Abb. 2 u. 3).

Im vorigen Jahre ist nunmehr nach Bewilligung der notwendigen Mittel der Ausbau der Hauptvorfluter begonnen worden und jetzt zum größten Teil vollendet.

Er bezweckt die Erzielung einer ausreichenden Entwässerungstiefe für Wiese und Acker bei Sommermittelwasser und bordvolle Abführung von Sommerhochwasser. Bei der Wahl der Querprofile wurde auf einen möglichst tiefen und schmalen Querschnitt Wert gelegt, um ausreichende Geschwindigkeit und damit auch genügende Schleppkraft des Wassers zur Abführung des mitgeführten Sandes zu erzielen. Gleichzeitig wurde durch diese Ausgestaltung der neuen Profile erreicht, daß die vielen Weiden und Erlen, die fast durchweg beide Uferränder umsäumen, erhalten bleiben konnten. Abgesehen von der Erhaltung des Landschaftsbildes stellen die Wurzeln dieser Bäume in dem vorhandenen losen Sande die beste Uferbefestigung dar.

Während der Abzuggraben 4 und teilweise das Neuteicher Mühlenfließ wegen der gegenseitigen Entlastungsmöglichkeit im trockenen Handschachtbetrieb ausgehoben werden konnten, wurde in der „Alten Netze" und im oberen Laufe des Neuteicher Mühlenfließes ein Eimerkettenbagger kleinsten Formates mit Spülvorrichtung angesetzt. Der Aushubboden wurde zum Teil zur Verbreiterung und Wiederherstellung bestehender seitlicher Verwallungen, die zum Schutze niedriger Ackerflächen gegen Hochwasser angelegt sind und teilweise Rückstauklappen erhalten, verwendet.

Der tiefe Sohlenaushub der Hauptvorfluter bedingte die Erneuerung von drei massiven Wegebrücken, deren Fundamente nicht tief genug gegründet waren. Zwecks Ersparnis an Unterhaltungskosten wurden sie wieder massiv, und zwar in Eisenbeton neu hergestellt (Abb. 4 u. 5).

An der Abzweigung des Abzuggrabens 4 vom Neuteicher Mühlenfließ war zur einwandfreien Regelung der Wasserverteilung und zur Erleichterung späterer Räumungsarbeiten der beiden parallelen Hauptvorfluter der Bau einer Verteilungsschleuse notwendig (Abb. 6 u. 7). Auch hier ist die Eisenbetonbauweise zwecks Ersparnis an Unterhaltungskosten angewendet worden. Die Ausschachtungsarbeiten wurden durch alte Holzteile, Gestrüpp und Faschinen, die auf ein denselben Zwecken dienendes früheres Bauwerk an dieser Stelle hindeuteten, sehr erschwert.

Der leicht fließende und sehr feinkörnige Baugrund (Schwemmsand) bedingte eine durchgehende massive Befestigung der Sohle und Böschungen von Vor- und Abfallboden.

Die Baukosten betragen bisher etwa 250 000 R.-M. (einschl. Ankaufs des Mühlenstaues bei Driesen). Die drei Brücken kosten im Durchschnitt 10 000 R.-M., die Verteilungsschleuse 35 000 R.-M.

Im nächsten Jahre sollen die Nebenvorfluter ausgebaut, auch soll im Neuteicher Mühlenfließ beim Eintritt in das Verbandgebiet eine Sandfanganlage angelegt werden.

Die Ausführung der Erdarbeiten hat die Firma Unternehmung für Tiefbau und Bodenkultur G. m. b. H., Berlin-Halensee, die der Kunstbauten die Firma Gebr. Huber, Breslau, übernommen.

Über bautechnische Einrichtungen im neuen Lokomotiv- und Abstellbahnhof in Heidelberg.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnrat **Schachenmeier,** Heidelberg.

(Schluß aus Heft 1.)

III. Die Rauchabführung im Lokomotivschuppen.

Zur Abführung des Lokomotivrauches sind im Lokomotivschuppen auf jeder Arbeitsgrube vier Einzeltrichter angeordnet, die zu einer Sammelrauchabführung (Abb. 21 u. 22) gehören. Außerdem sind über zwei Gleisen der Rädersenkgrube Rauchfänge (sogenannte Rauchkutten) aufgehängt für die an der Rädersenkgrube aufzustellenden Lokomotiven

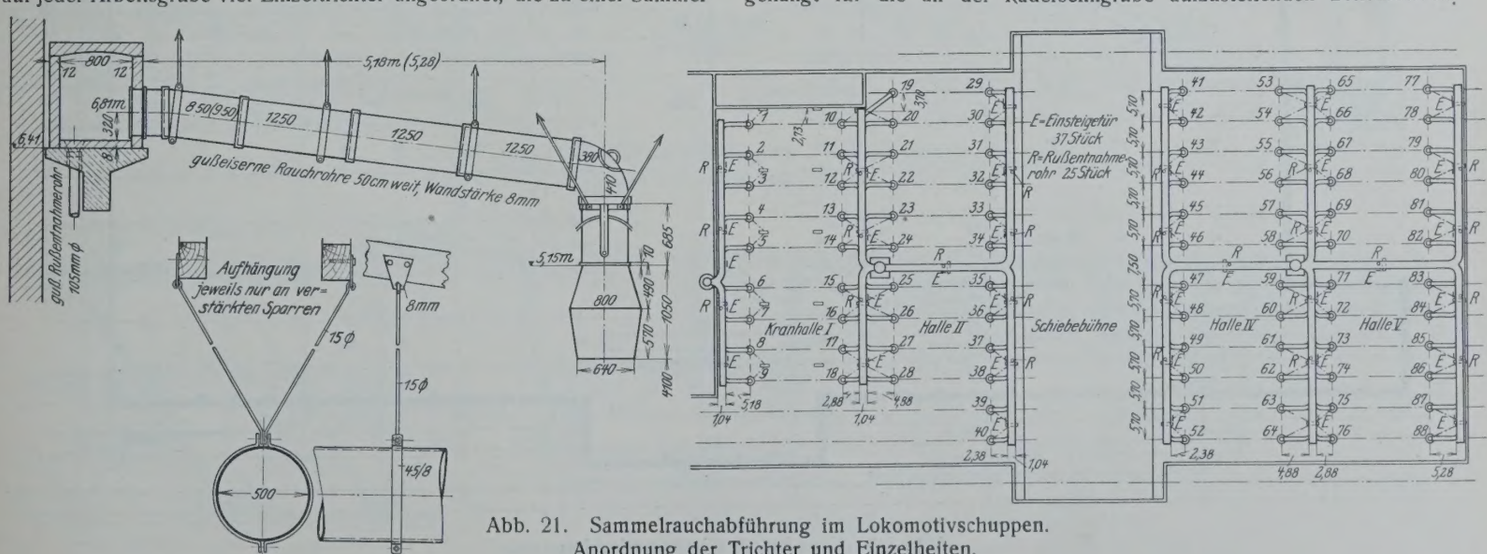


Abb. 21. Sammelrauchabführung im Lokomotivschuppen.
Anordnung der Trichter und Einzelheiten.

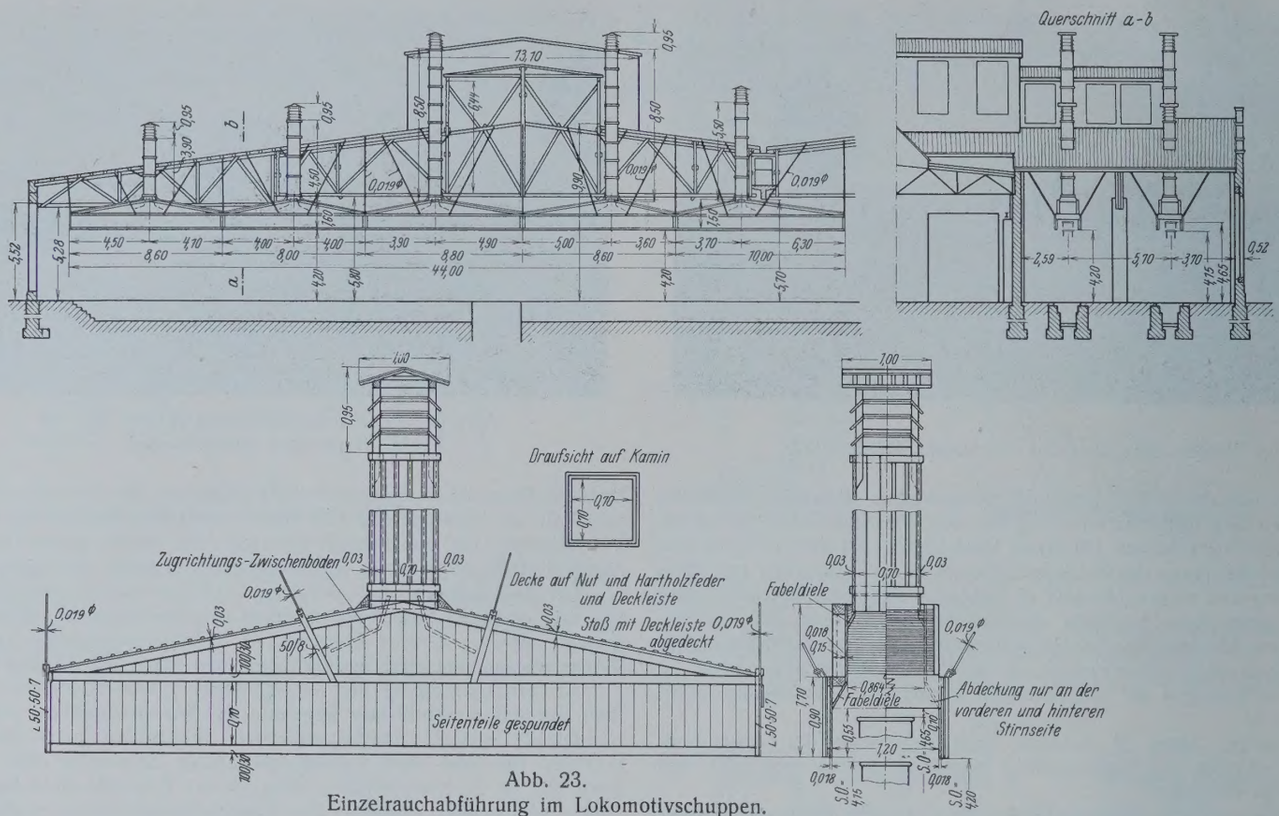


Abb. 23.
Einzelrauchabführung im Lokomotivschuppen.

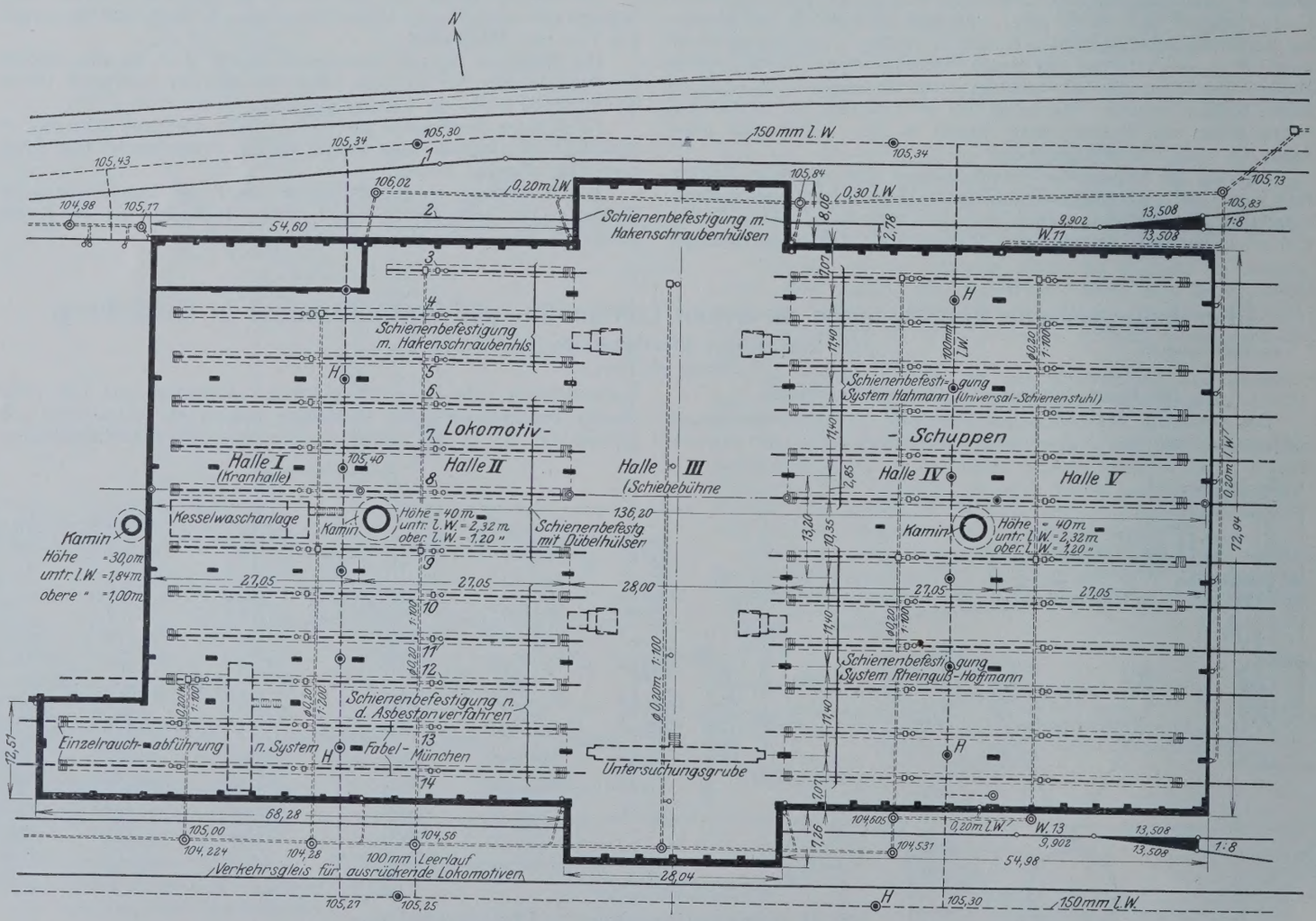


Abb. 20. Grundriß des Lokomotivschuppens.

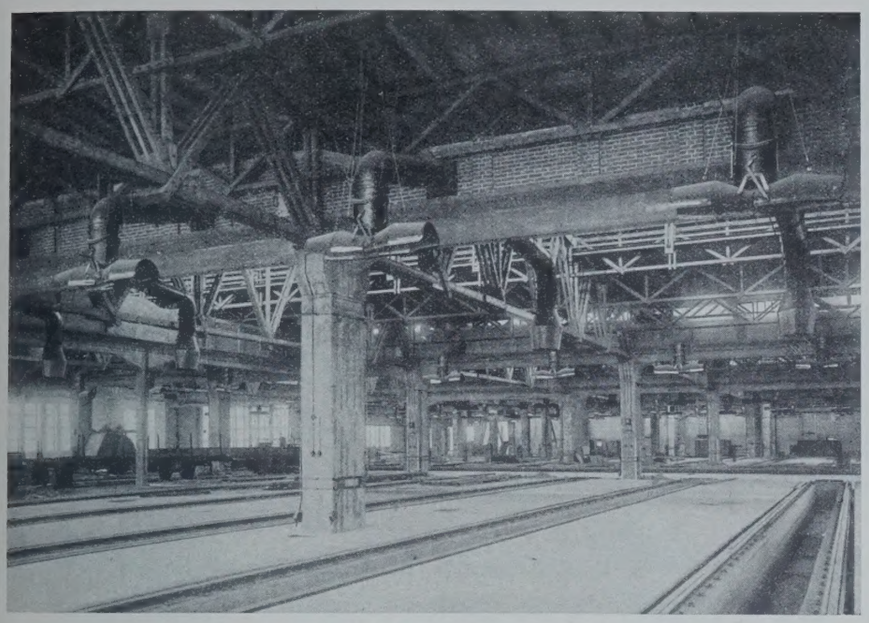


Abb. 22. Sammelrauchabführung im Lokomotivschuppen, von Osten gegen die Schiebebühne gesehen.

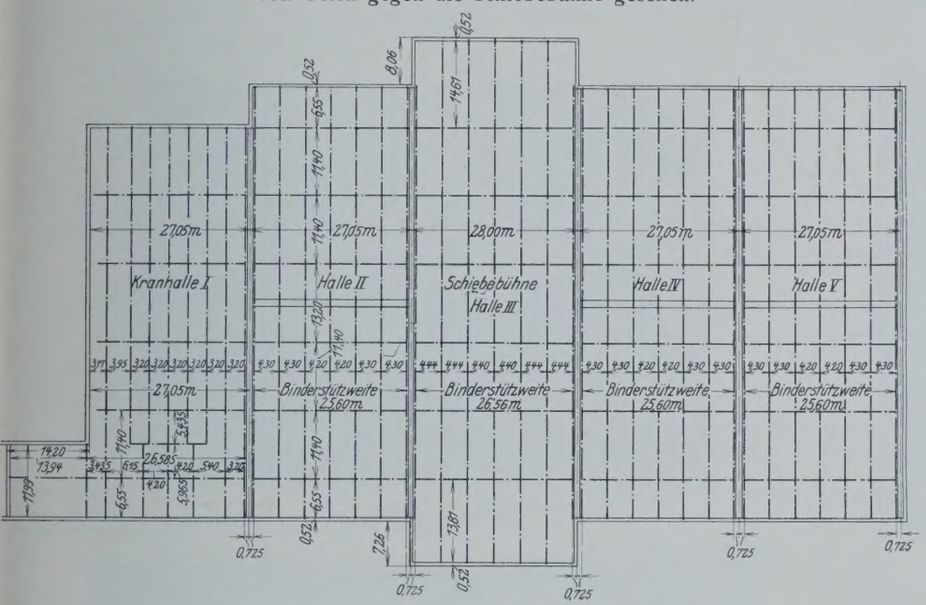


Abb. 24. Holzdachkonstruktion des Lokomotivschuppens. Grundriß mit Binder- und Pfettenlage.

Da die Stellung der Schornsteine dieser Lokomotiven davon abhängt, welche Lokomotivachse ausgewechselt werden muß, können die Rauchkutten auf eine Länge von 44 m den Lokomotivrauch aufnehmen (Einzelrauchabführung Abb. 20 u. 23).

a) Die Sammelrauchabführung.

Die Sammelrauchabzuganlage besteht aus drei Teilen: den Hochkaminen, den Rauchkanälen und den Rauchtrichtern.

Die Hochkamine sind zwischen den Gleisen 8 und 9 ungefähr in Schuppenmitte angeordnet, so daß die einzelnen Rauchkanäle möglichst geringe Längen erhalten und eine günstige Saugwirkung erzielt wird. Höhe und Lichtweite der Hochkamine wurden durch die Längen der angeschlossenen Rauchkanäle und die Zahl der Rauchtrichter bedingt (Abb. 20).

Die wagerecht angeordneten Rauchkanäle sind aus folgenden Baustoffen hergestellt: der Boden aus 4 cm starken, säurefesten Tonplatten, in eine Lehmschicht verlegt, die Seitenwände aus hartgebrannten Maschinensteinen, die Decke aus Hourdis, über denen eine Bimszementdecke liegt. Für Mörtel und Beton wurde Hochofenzement verwendet. Diese Rauchkanäle liegen mit ihrer Unterkante etwa 6,40 m über Schienenoberkante auf Eisenbetonunterzügen. Letztere werden von Eisenbetonpfeilern getragen, die gleichzeitig als Auflager für die Dachkonstruktion dienen. Der Querschnitt der rechteckig gemauerten Rauchkanäle beträgt beim ersten am Kanalanfang angeschlossenen Rauchtrichter 60/80 cm im lichten und erweitert sich je nach den angeschlossenen Rauchtrichtern bis zur Einmündung ins Hochkamin auf 80/150 cm. Durch Reinigungstüren und Rußentnahmeröhren wird die Reinigung dieser Kanäle erleichtert.

Die sogenannten halbselbsttätigen Rauchtrichter samt den schräg gegen die Rauchkanäle ansteigenden Anschlußröhren sind von der Firma Theodor Schwahl in Offenburg geliefert und eingebaut worden (Abb. 21 u. 22). Sie bestehen aus 8 mm starkem Gußeisen, das gegen die schädlichen Einwirkungen der Rauchgase widerstandsfähig ist. Der Höhenunterschied der einzelnen Lokomotivkamine wird durch die quer zur Gleisachse hochgehenden bezw. herablaßbaren Trichterflügel ausgeglichen. Nach dem Unterstellen der Lokomotiven unter den Rauchtrichter werden die Flügel mittels Handhebels herabgelassen, so daß der Lokomotivkamin genügend satt umschlossen ist und der ausströmende Rauch durch den Trichter dem Kanal zugeführt wird. Beim Wegfahren der Maschine gehen die Flügel selbsttätig hoch, so daß keine Beschädigungen entstehen können. Im Innern des Rauchtrichters befindet sich eine gußeiserne Absperrklappe, die sich selbsttätig öffnet und schließt, so daß bei denjenigen Rauchtrichtern, die außer Gebrauch sind, das Einströmen kalter Luft vermieden

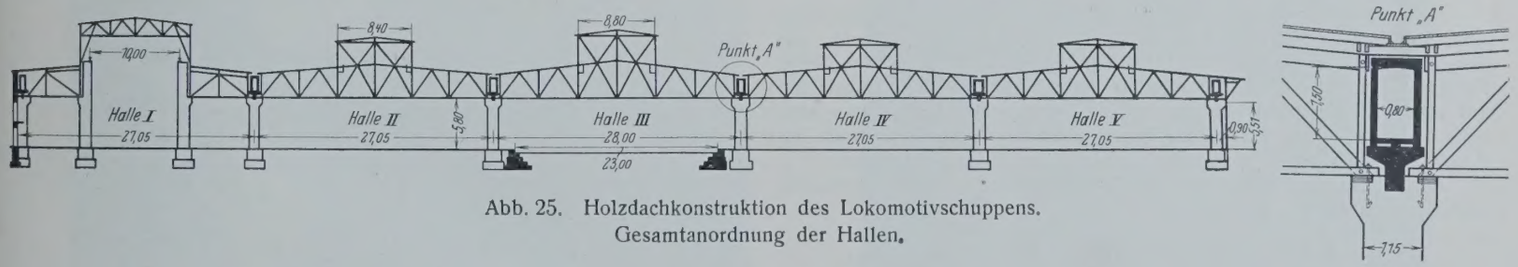


Abb. 25. Holzdachkonstruktion des Lokomotivschuppens. Gesamtanordnung der Hallen.

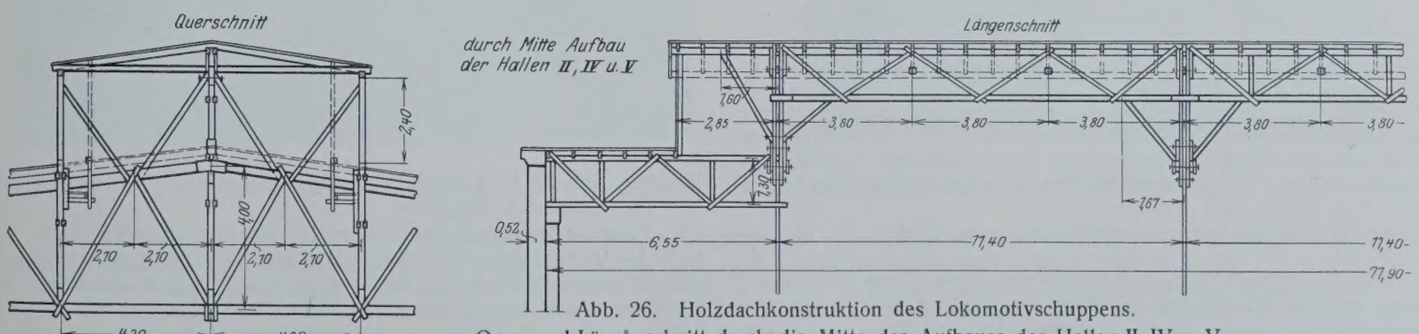


Abb. 26. Holzdachkonstruktion des Lokomotivschuppens. Quer- und Längenschnitt durch die Mitte des Aufbaues der Hallen II, IV u. V.

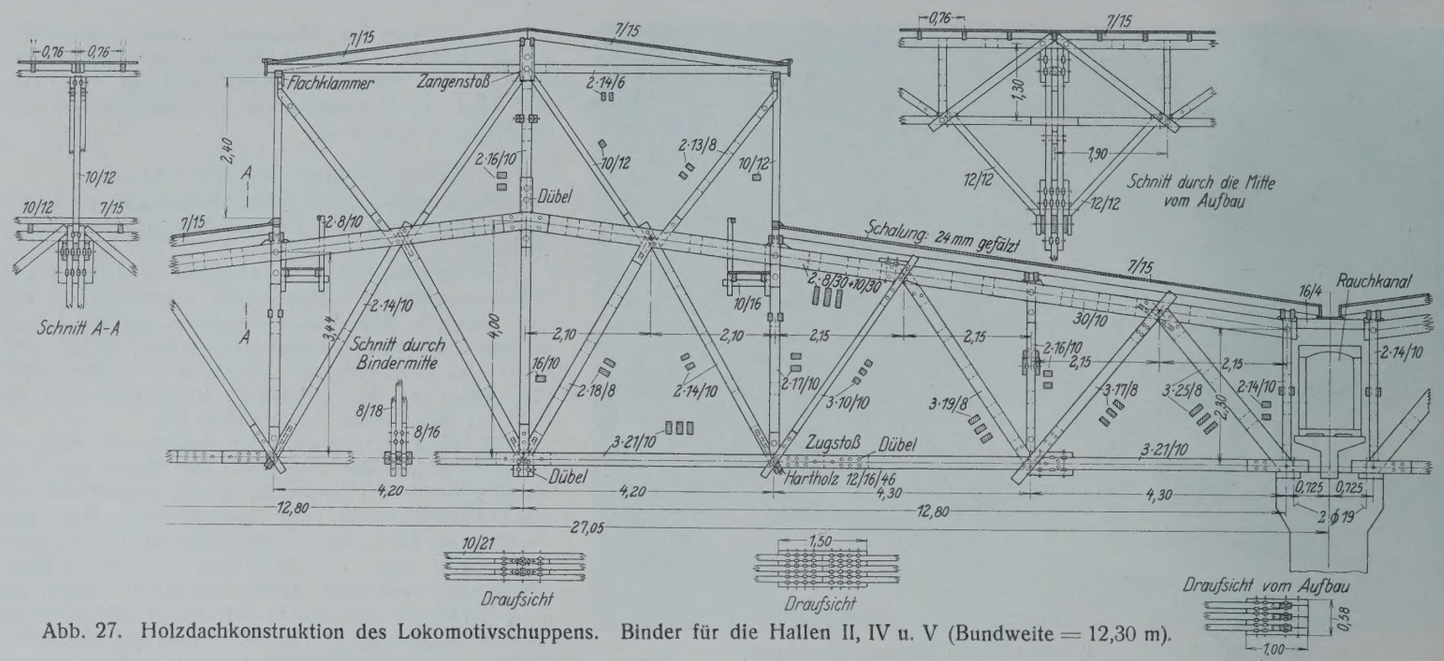


Abb. 27. Holzdachkonstruktion des Lokomotivschuppens. Binder für die Hallen II, IV u. V (Bundweite = 12,30 m).

wird. Da für jeden Lokomotivstand zwei Trichter angeordnet sind, kann die Lokomotive in Vorwärts- oder in Kehrstellung in den Lokomotivschuppen einfahren.

Diese Sammelrauchabzuganlage hat sich bisher gut bewährt.

b) Die Einzelrauchabführung durch Rauchkutten an der Rädersenkgrube.

Die aus Holz bestehenden Rauchkutten über zwei Gleisen an der Rädersenkgrube sind von der Firma Otto Fabel G. m. b. H., München, geliefert und eingebaut worden. Die Lage der Verwendungsstelle ist in Abb. 20 angedeutet.

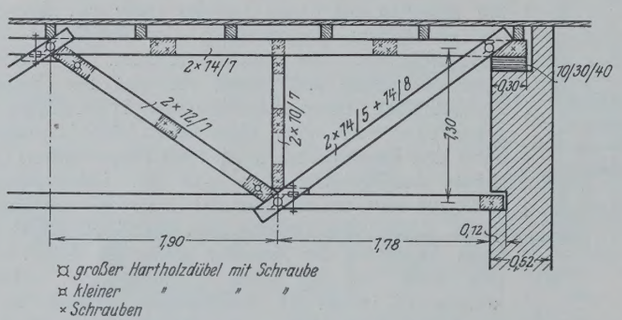


Abb. 28. Holzdachkonstruktion des Lokomotivschuppens. Pfette in der Kranhalle (Halle I), Stützweite = 11,40 m.

Jede der beiden Rauchkutten, die an der Dachkonstruktion aufgehängt sind, hat eine Länge von 44 m und führt mittels fünf Einzelkamine den Rauch unmittelbar ins Freie ab (Abb. 23). Als Baustoff sind sogenannte Fabeldielen verwendet, deren Eigenart darin besteht, daß sie innenseitig mit starker Feuerschutzisolierung versehen sind. Die Außenseiten sind außerdem mit einer feuerfesten Pappe-Isolierung versehen, damit die Rauchkutte auch beim Schwinden des Holzes noch luftdicht bleibt.

Auch diese Einrichtung der Einzelrauchabführung an der Rädersenkgrube hat sich bisher gut bewährt.

IV. Die Holzdachkonstruktion des Lokomotivschuppens.

Trotz gutwirkender Einrichtungen zur Abführung des Lokomotivrauches läßt es sich nicht vermeiden, daß Rauchgase an die Dachkonstruktion des Lokomotivschuppens gelangen, so z. B. beim Ein- und beim Ausfahren der Lokomotiven und bei ihrer Beförderung auf der Schiebebühne. Da die Rauchgase auf eiserne Dachkonstruktionen erfahrungsgemäß zerstörend einwirken, hat man im Lokomotivschuppen Heidelberg den neuesten Anschauungen entsprechend das Dach aus Holz gebaut. Geliefert und aufgestellt wurde diese Dachkonstruktion von der Firma Karl Kübler A.-G., Stuttgart.

Das Wesentlichste dieser Dachkonstruktion ist in den Abb. 24 bis 29 angedeutet:

Abb. 24 zeigt die Lage der Binder und Pfetten, die Abb. 20 u. 25 lassen die Gesamtanordnung der Halle erkennen, Abb. 26 zeigt einen Querschnitt und einen Längenschnitt, Abb. 27 die Konstruktion eines

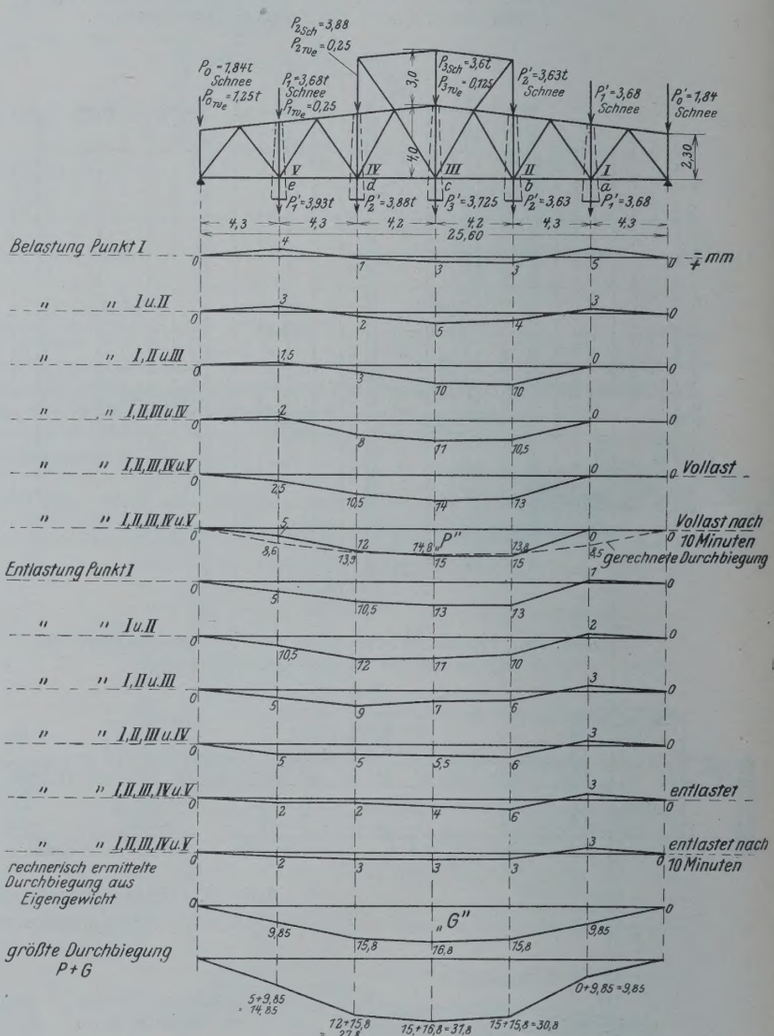


Abb. 29. Holzdachkonstruktion des Lokomotivschuppens. Ergebnis der Probebelastung eines Binders der Halle IV.

Binders, Abb. 28 die Konstruktion einer Pfette, in Abb. 29 ist das Ergebnis der Probebelastung angegeben.

Über die Dachkonstruktion selbst ist folgendes zu sagen:

Als Verbindungsmittel sind die der Holzbauweise Kübler eigentümlichen doppelkegelförmigen Dübel angeordnet. Mit Rücksicht auf die Rostgefahr sind — abgesehen von einzelnen Knotenpunkten — keine eisernen Dübel verwendet, sondern solche aus Eichenholz. Diese Holz-

dübel wurden in zwei verschiedenen Größen eingebaut, von denen die eine 1000 kg, die andere 2000 kg Tragfähigkeit aufweist. Die Dübel sind so bearbeitet, daß die Faserrichtung des Eichenholzes senkrecht zur Richtung der Schraubenbolzen verläuft. In das Konstruktionsholz sind die Dübel so eingelegt, daß die Faserrichtung des Eichenholzes der Dübel gleichläuft zur Faserrichtung der Fachwerkstäbe. Mit Rücksicht auf die verhältnismäßig großen Stabkräfte, die durch einen Binderabstand von 11,4 bezw. 13,2 m bedingt sind, wurden die Gurthölzer der Dachbinder mit dreiteiligem Querschnitt ausgeführt. Durch diese starke Gliederung ist erreicht, daß für den Anschluß der Füllstäbe an die Gurtungen mehr Berührungsflächen zur Verfügung stehen, in denen die zur Kraftübertragung erforderlichen Dübel eingebaut werden können. Entsprechend dem Konstruktionsgedanken der Holzbauweise Kübler sind die meisten Füllstäbe nicht unmittelbar an die Gurtungen angeschlossen, sondern sie übertragen ihre Kräfte mit Hilfe der Dübel auf Zwischen- und Überhölzer, die ihrerseits gegen Stirnflächen von Zwischen- und Überhölzern der Gurtungen wirken. In der Regel sind auf diese Weise nur Hölzer mit gleichlaufenden Fasern verbunden, so daß die Tragfähigkeit der Dübel jeweils in ihrer vollen Höhe ausgenutzt werden kann. An den Stellen, bei denen die Dübel Kräfte schräg zur Faser eines der verbundenen Hölzer abgeben, ist die zulässige Beanspruchung des Dübels herabgesetzt, und zwar so, daß auch bei solchen schrägen Anschlüssen auf Grund von Versuchen der gleiche Sicherheitsgrad der Verbindung vorhanden ist, wie bei Anschlüssen parallel zur Faser.

An Eisenteilen sind bei dieser Dachkonstruktion nur verwendet: die Verbindungsschrauben und an einzelnen Knotenpunkten Flachlaschen und eiserne Dübel hierzu. Alle Eisenteile sind zur Verhinderung von Rostbildung mit einem Bleiüberzug versehen, außerdem sind die sichtbar bleibenden Teile mit Ölfarbe gestrichen.

Die Probebelastung eines Dachbinders ist in Abb. 29 dargestellt und beschrieben.

Schlußbemerkung.

Die besprochenen Anlagen sind — abgesehen von der Drehscheibe — erst seit einem Jahre im Betrieb. Es kann deshalb noch nicht gesagt werden, ob sie als zweckmäßig gelten und dauernd beibehalten werden sollen. Aber im Laufe der Zeit wird man sowohl über die verschiedenen hier verwendeten Anlagen im ganzen als auch über die bautechnischen Einzelheiten ein sicheres Urteil gewinnen; denn der neue Lokomotiv- und Abstellbahnhof Heidelberg bietet ein günstiges Versuchsfeld.

Alle Rechte vorbehalten.

Neubau der Straßenbrücke über den Lech bei Augsburg-Hochzoll.

Von Oberbauamtmann **Karl Knab** und Regierungsbaumeister **Heinrich Hubinger,** Augsburg.

(Schluß aus Heft 2.)

Die Wasserhaltung in den Widerlagerbaugruben bereitete keine Schwierigkeiten und konnte mit bis zu drei Kreiselpumpen von 200 mm ⌀ bewältigt werden.

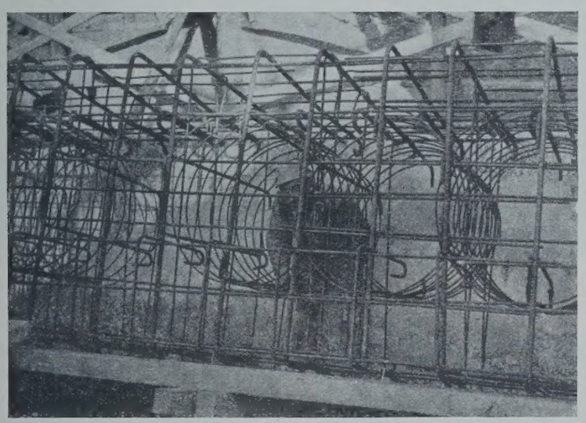


Abb. 13. Bewehrung des Kragarmes.

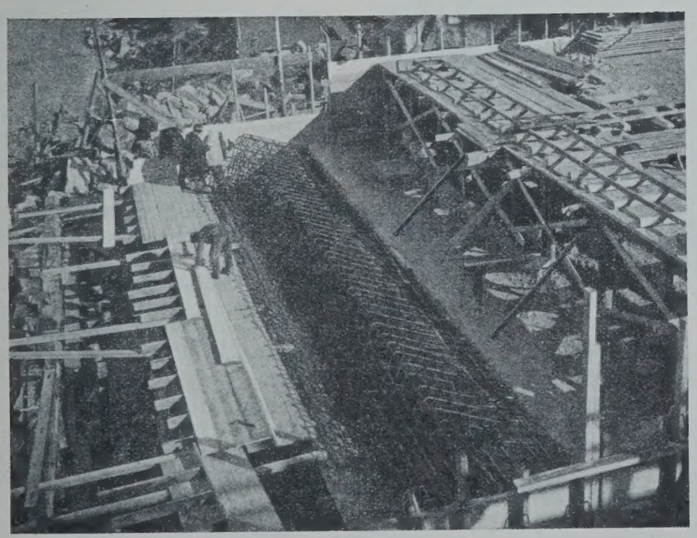


Abb. 14.
Bewehrung des Kragarmes.

Anfang Januar 1928 war die planmäßige Sohle der ersten Widerlagerbaugrube im Flinzletten freigelegt. Der zähe Flinzletten mußte mit Pickel und Brechstange gelöst werden und blieb mit senkrechten Wänden stehen. Der Eigenart des Flinzes, bei Luftzutritt rasch zu verwittern, wurde durch möglichste Beschleunigung der Gründung im letzten Bauabschnitt Rechnung getragen. — Zwecks Untersuchung des Baugrundes wurde unter die Gründungssohle noch ein 2 m tiefer Schacht abgetrieben, der später als Pumpensumpf verwendet wurde. Bauherr und Unternehmer waren sich darin einig, daß der Baugrund in jeder Hinsicht als vollständig einwandfrei beurteilt werden konnte.

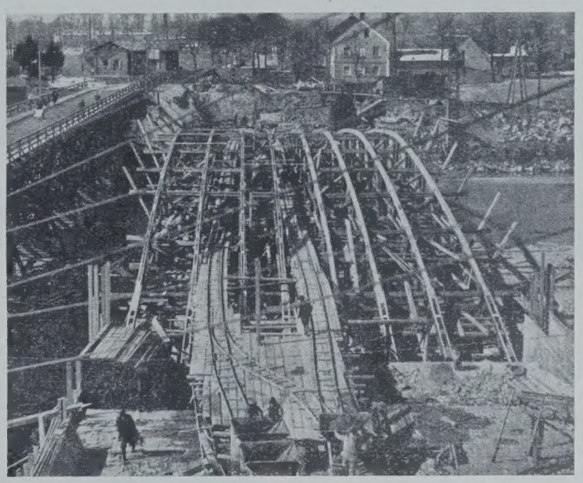


Abb. 15. Lehrgerüst.

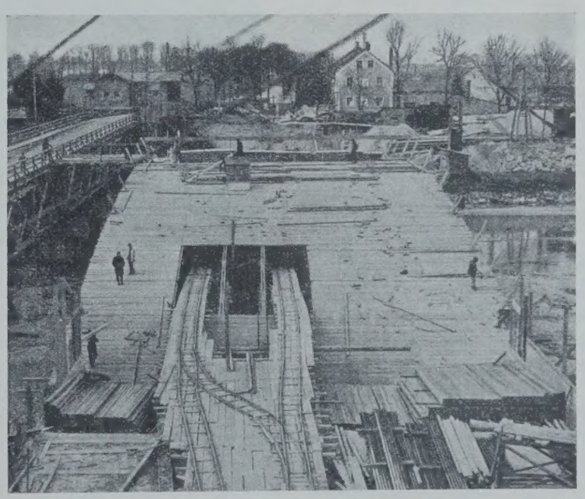


Abb. 16. Aufbringen der Bogenschalung. Das Transportgleis auf dem Untergerüst zum jenseitigen Widerlager ist noch im Betrieb.

Nach gründlicher Entwässerung der Bausohle und plangemäßer Verzahnung der Bodenfuge im Flinzletten begann die Betonierung des Widerlagers in drei Hauptabschnitten, die durch den erforderlichen Ausbau

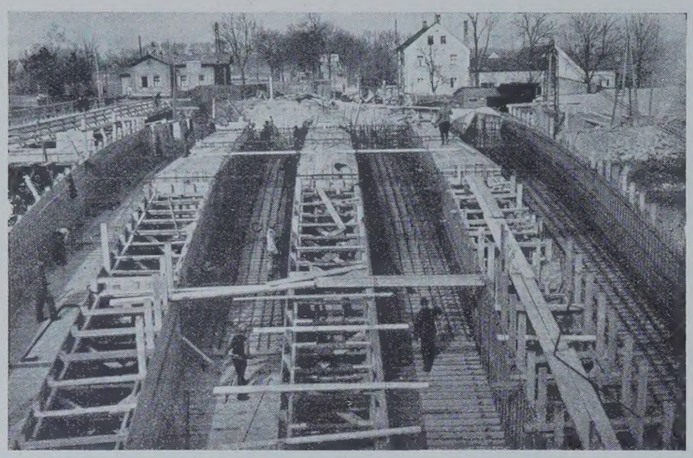


Abb. 17. Anordnung der vier Kastenträger.
Bewehrung der Bodenplatten und der Seitenwände im Gange.

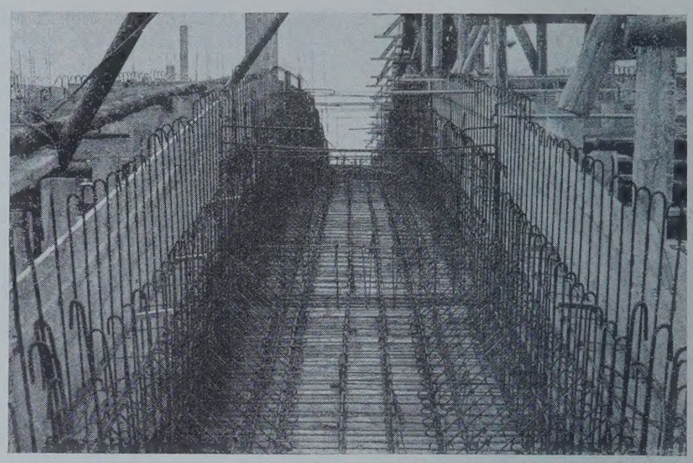


Abb. 18. Bewehrung der Bodenplatte und der Seitenwände eines Kastenträgers. Blick nach dem Scheitel.

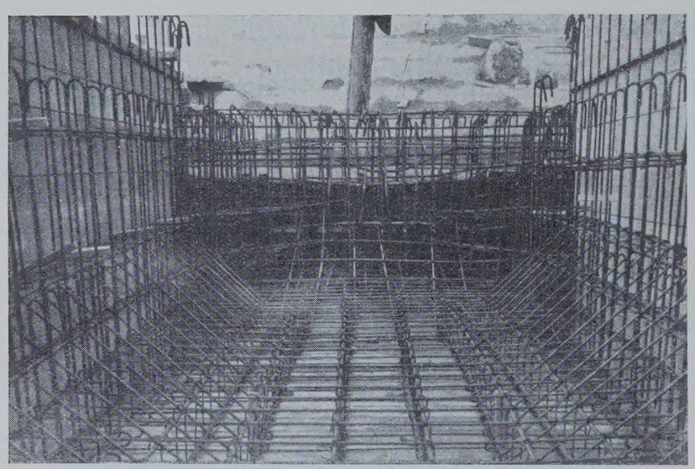


Abb. 19. Bewehrung wie Abb. 18. Blick nach dem Kämpfer.

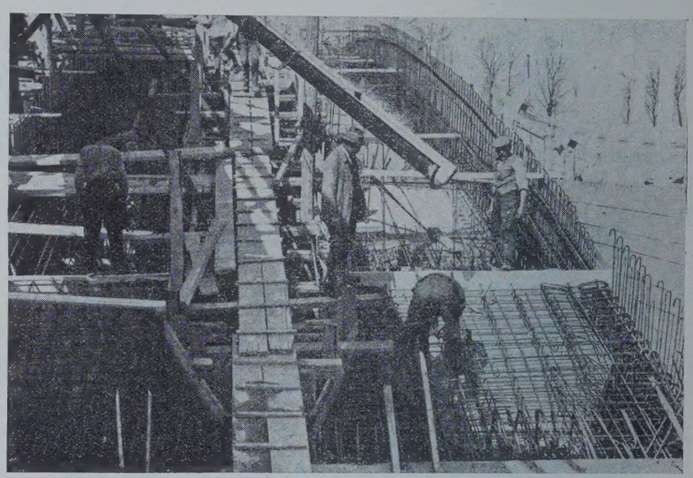


Abb. 21. Vor dem Betonieren des Druckhauptes im Kämpfer.

der Baugrubenaussteifung vorgeschrieben waren. Das Mischungsverhältnis des Betons in den Widerlagern betrug je nach der Beanspruchung 1 : 11 bis 1 : 14. Die stark bewehrten Kragarme wurden aus Beton i. M. 1 : 4 bezw. 1 : 8 erstellt. Als Auflast über den Widerlagern wurde Magerbeton i. M. 1 : 20 verwendet.

Der zur Betonbereitung erforderliche Kiessand wurde mittels Naßbaggers kurz unterhalb der Baustelle aus dem Lech gewonnen und auf dem rechten Flußufer gelagert. Auf dieser Seite fand auch die Betonmischanlage Aufstellung. Durch hintereinandergeschaltete Förderbänder wurde der erhöht aufgestellte Kiessilo gespeist, von dem zwei Mischmaschinen mit 500 l Trommelinhalt beschickt wurden. Um auch bei Temperaturen unter 0 ° betonieren zu können, waren im Kiessilo Dampfrohre eingebaut, die von einer Lokomobile mit Heißdampf versorgt wurden. Auch das Mischwasser konnte durch einströmenden Dampf vorgewärmt werden. Der Beton wurde mit eisernen Laufrinnen in weicher Beschaffenheit eingebracht, jedoch in solcher Konsistenz, daß er noch mit Preßluftstampfern gestampft werden konnte. Die Betonleistung betrug im Dreischichtenbetrieb durchschnittlich 300 m³.

Die beiden Widerlager samt den Kragarmen waren Ende März 1928 fertiggestellt. Damit war die Grundlage geschaffen, die Arbeiten am Bogen in Angriff zu nehmen (Abb. 11 bis 14).

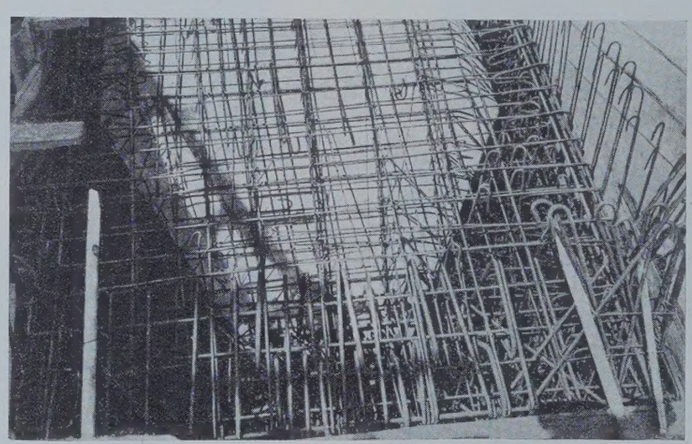


Abb. 20. Druckhaupt eines Kastenträgers im Scheitel.

III. Herstellung des Bogens.

a) Lehrgerüst.

Das Lehrgerüst besteht aus einem auf die ganze Brückenbreite geschlagenen festen Untergerüst und aus einem Obergerüst, das mit Sandtöpfen auf dem Untergerüst aufgelagert ist, und ist so angeordnet, daß die zu einem Kastengewölbe gehörenden Konstruktionsglieder sich unabhängig von den Nachbarteilen zusammendrücken können. Der ursprüngliche Plan, das Obergerüst nur auf halbe Brückenbreite herzustellen und nach Ausrüstung der ersten Bogenhälfte zu verschieben und zur Betonierung der zweiten Bogenhälfte zu verwenden, wurde, da die Bauzeit drängte, aufgegeben und auch das Obergerüst auf die ganze Brückenbreite hergestellt (Abb. 15 u. 16).

Der Jochabstand des Untergerüstes wurde der rd. 25 m oberhalb gelegenen hölzernen Notbrücke angepaßt, um eine möglichst ungehinderte Wasserabfuhr zu gewährleisten. Dabei mußte jedoch jede Öffnung der Notbrücke nochmals unterteilt werden, so daß sich im Hauptstrombereich ein Jochabstand von 5,68 m ergab, der sich gegen die Kämpfer zu auf 3,70 m ermäßigte. Jedes Pfahljoch besteht aus acht Rundholzpfählen mit 30 cm ∅ entsprechend den acht Bindern des Obergerüstes. Während es sich in der Nähe der Kämpfer nicht umgehen ließ, daß die Kapphölzer bei höherem Wasserstande überflutet werden, war es im übrigen Teile des Bogens möglich, die Sandtöpfe über gewöhnlichem Hochwasser aufzustellen. Die Pfähle wurden mittels einer einfachen Seilzugramme gerammt, die von einer Lokomobile angetrieben wurde. Im Durchschnitt wurden die Pfähle 4 m tief gerammt. Maßgebend hierfür war die errechnete Tragfähigkeit nach der Brixschen Rammformel, wobei ein Jochpfahl einen Lastanteil bis zu 22 t aufnehmen mußte.

Zur Auflagerung des Obergerüstes auf dem Untergerüst dienten 120 Sandtöpfe; die Sandtöpfe sind unter den Knotenpunkten des Ober-

gerüstes angeordnet. Das Obergerüst ist ein einfaches Strebensystem. Die weitgehende Auflösung des Bogens und das damit erreichte geringe Gewicht hat naturgemäß auch eine leichte Konstruktion des Lehrgerüstes ermöglicht. Der Binderabstand von 2,1 bezw. 2,7 m ist verhältnismäßig groß. Auf die Ausbildung der Knotenpunkte hat man besondere Sorgfalt verwendet. Bei Druckübertragung von Hirnholz auf Längsholz wurde eine Hartholzunterlage zwischengeschaltet. Die Pfosten und Streben sind gegen seitliche Verschiebungen durch Dollen aus Hartholz gesichert, wobei noch bei den schräger einfallenden Streben ein zahnartiger Versatz in der Hartholzunterlage weitere Sicherheit bietet.

Der Belag bestand aus Kanthölzern 8/10 cm. An den Stellen, an denen das Widerstandsmoment des Holzes nicht ausreichte, gaben noch zwischengeschaltete Profileisen die erforderliche Tragfähigkeit. Die Überhöhung des Lehrgerüstes im Scheitel betrug 20 cm und nahm geradlinig bis zum Kämpfer auf Null ab. Ende März 1928 waren die Arbeiten am Lehrgerüst abgeschlossen, so daß mit dem Aufstellen der Seitenschalungen der Kastenträger begonnen werden konnte.

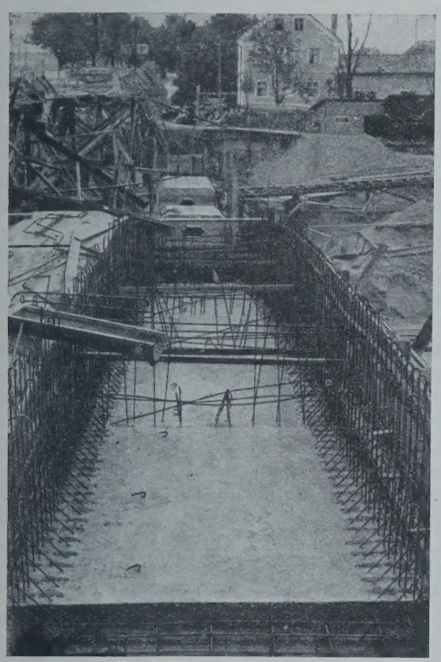


Abb. 22. Betonierte Bodenplatte. Im Hintergrunde die Kasten für die Innenschalung.

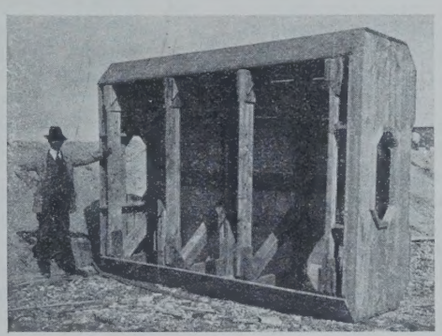


Abb. 23.
Schalkörper für einen Gehwegkasten.

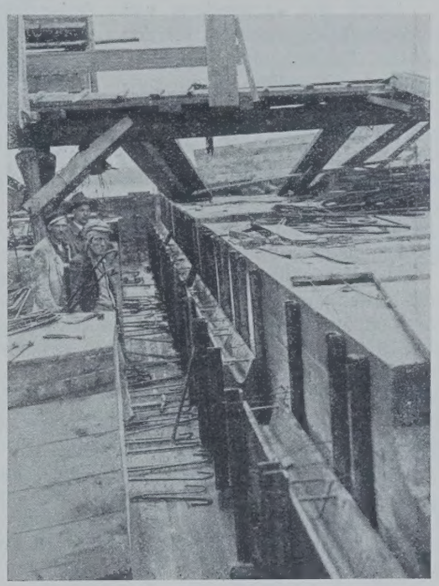


Abb. 25.
Gelenke im Scheitel.

b) Betonierungsvorgang.

Der Betonierungsvorgang am Bogen erforderte reichliche Überlegung und eingehendes Studium. Ein Modellstück eines Kastenträgers von natürlicher Größe gab ein anschauliches Bild über die Zweckmäßigkeit der geplanten Bewehrung und diente zur endgültigen Festlegung der Arbeitsweise. Die lamellenweise Betonierung, wie sie bei größeren Gewölben im allgemeinen durchgeführt wird, war von vornherein ins Auge gefaßt, um gleichmäßige Setzungen und Pressungen am Lehrgerüst zu erzielen und Nebenspannungen im Beton auszuschalten. Es war nur längere Zeit die Frage strittig, ob die einzelnen Ringstücke der Kastenträger in einem Arbeitsvorgang hergestellt werden können, ohne von der auf Grund früherer Versuche festgelegten Betonkonsistenz für den Bogen (Durchmesser des Betonkuchens bei der Rüttelprobe etwa 45 cm) abweichen und einen höheren Wasserzusatz zum Beton in Kauf nehmen zu müssen. Es erschien fraglich, ob bei der gewählten Konsistenz des Betons und bei Füllung des ganzen Kastenquerschnittes in einem Arbeitsgang die unteren Druckplatten der breiten und größtenteils wenig geneigten bewehrten Kasten einwandfrei vollaufen würden. Man hat sich daher entschlossen, den Betonierungsvorgang in zwei Abschnitte zu teilen, die Bodenplatten für sich zu betonieren und dann den übrigbleibenden Π-Querschnitt in einem Arbeitsgang nach vorhergehender Erhärtung der Bodenplatten darüberzusetzen. Ein Zusammenwirken des Querschnittes wurde gewährleistet durch Verzahnungen der Seitenwände im Beton der Bodenplatten, vor allem aber durch die Bewehrung der Schrägen und Seitenwände. Nur in den Druckhäuptern im Scheitel und Kämpfer konnte diese Herstellungsweise nicht durchgeführt werden; sie wurden mit einem kurzen Anschluß des Kastenträgers aus einem Guß hergestellt. In der Längsachse der Brücke waren die Häupter im Scheitel und in den Kämpfern durch Schlußstücke, die erst nach dem Ausrüsten betoniert wurden, unterteilt. Man wollte ursprünglich bei der großen Breite der Brücke auf diese Weise die Ausrüstung in zwei Hälften ermöglichen, nahm aber doch Abstand hiervon.

Das Einbringen des Betons in die Lamellen der Bodenplatten ließ sich in einwandfreier Weise ausführen, wobei besonderes Gewicht auf möglichst gleichbleibende Konsistenz gelegt wurde. Das Mischungsverhältnis betrug 1:5 unter Verwendung von Dyckerhoff-Doppelzement; in den Druckhäuptern wurde es auf 1:4 erhöht.

Mit dem Betonieren des Bogens wurde Ende April 1928 begonnen (Abb. 17 bis 21). Nach fünf Tagen waren die Bodenplatten der Kastenträger in Lamellen fertiggestellt sowie die beiden Druckhäupter im Kämpfer und eines der beiden Druckhäupter im Scheitel. Das zweite Druckhaupt im Scheitel wurde betoniert, nachdem die Scheitelgelenke versetzt und die Bewehrungen zu Ende geführt waren. Dadurch, daß für die Gelenke in dem einen bereits fertiggestellten Druckhaupt eine feste Stütze geschaffen war, konnte durch das Gegenbetonieren des anderen Druckhauptes im Scheitel keine Veränderung der Lage mehr eintreten. Der unmittelbar hinter den Gelenkplatten im Scheitel und in den Kämpfern anschließende Beton wurde in erdfeuchtem Zustande eingebracht und sorgfältig gestampft.

Abb. 24. Versetzen der Innenschalung am Druckhaupt im Scheitel.

Nach Fertigstellung der Bodenplatten und der Häupter wurde mit dem Versetzen der Innenschalung der Kastenträger begonnen (Abb. 22 bis 25). Die Schalkasten wurden am Werkplatz fertig abgebunden. Abb. 23 zeigt einen Schalungskörper für einen Gehwegkasten. Dem Versetzen der Innenschalung folgte auf dem Fuße die Fertigstellung der Bewehrung der Seitenwände und der Decke im Zusammenhang mit der bereits eingebrachten Bewehrung der Bodenplatten. Für die lamellenweise Betonierung war die Abstellung der Seitenwände eine zeitraubende Arbeit und erforderte große Geschicklichkeit der Zimmerleute. Anfang Mai 1928 wurde mit dem Betonieren der Seitenwände und der Decken der Kastenträger begonnen. In fünf Tagen war diese Arbeit beendet. Der Bogen war nunmehr bis auf die über den Knotenpunkten des Obergerüstes angeordneten Schlußstücke fertiggestellt. Die Innenschalung der Kastenträger konnte durch die in diesen dauernd bezw. vorübergehend belassenen Öffnungen ohne erheblichen Arbeitsaufwand bei allerdings großem Holzverschleiß wieder entfernt werden. Der Beton der Schlußstücke wurde am 15. Mai eingebracht (Abb. 26). Damit war der wichtigste Abschnitt der Bauarbeiten erreicht und ein Erfolg zu buchen, der die termingemäße Fertigstellung des Bauwerkes gewährleistete.

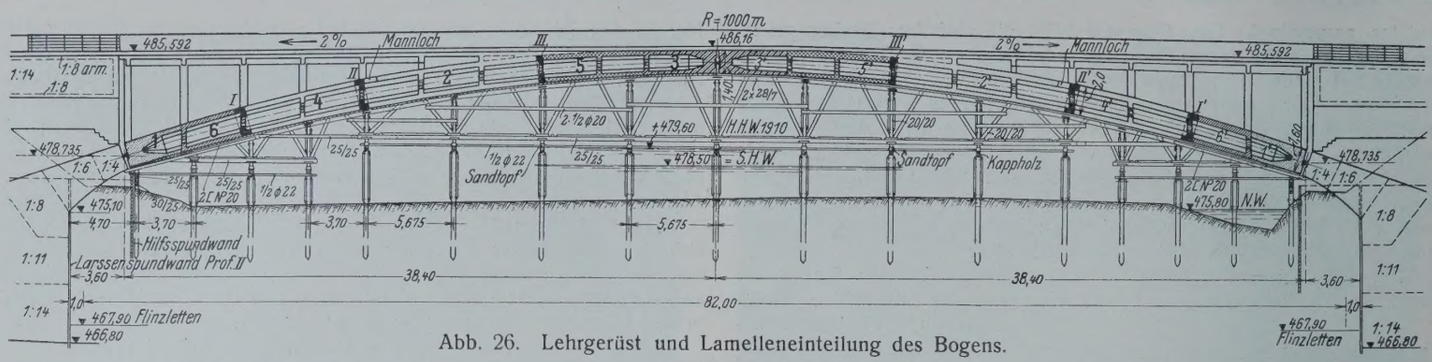
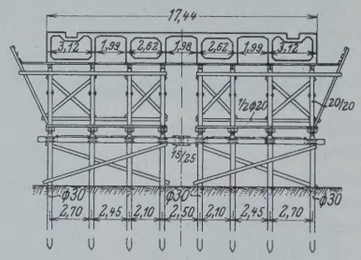


Abb. 26. Lehrgerüst und Lamelleneinteilung des Bogens.

c) Ausrüsten des Bogens.

Durch die Verwendung von Dyckerhoff-Doppelzement für den Bogen konnte das Gewölbe bereits nach zehn Tagen ausgerüstet werden. Dies durfte um so unbedenklicher geschehen, als die dem Bauwerkbeton der Schlußstücke entnommenen Würfelproben nach acht Tagen bereits eine Druckfestigkeit im Mittel von 231 kg/cm² aufwiesen.



Zu Abb. 26.

Um Verdrehungen in den Widerlagern auszuschließen, wurden die vier Kastengewölbe gleichzeitig vom Scheitel aus beginnend und gegen die Kämpfer zu allmählich fortschreitend ausgerüstet. Die Absenkungen im Scheitel und in den Bruchfugen der Kastengewölbe wurden durch Nivellierinstrumente festgestellt. An den vier Seitenwänden der beiden Widerlager wurden wagerechte und senkrechte Maßstäbe angebracht und gleichfalls mit Nivellierinstrumenten von festen Standpunkten aus beobachtet. Weiter wurden von der Technischen Hochschule München noch Libellenmessungen an den Widerlagern durchgeführt.

Als größte Scheitelsenkung ergab sich der Wert von 110 mm. Die Verschiebung der Widerlager betrug zusammen 15,1 mm.

Nach den Berechnungen der Wayss & Freytag A.-G. und einer gutachtlichen Äußerung von Prof. Spangenberg von der Technischen Hochschule München, der bei der Bauausführung als bauseitiger Berater tätig war, läßt sich die Scheitelsenkung beim Ausrüsten wie folgt begründen:

1. Durch die Beanspruchung infolge des Eigengewichtes berechnet sich nach dem Prinzip der virtuellen Geschwindigkeiten eine Scheitelsenkung von 50 mm. Als Elastizitätsmaß wurde $E = 210000$ kg/cm² in Rechnung gesetzt, das bei Beton aus hochwertigem Zement im mittleren Alter von zwanzig Tagen der Wirklichkeit entsprechen dürfte.
2. Die gemessenen Widerlagerverschiebungen von zusammen 15,1 mm verursachen eine Scheitelsenkung von 45 mm.
3. Die weitere Scheitelsenkung von 15 mm ist wohl durch das Schwinden des Betons in der Zeit vom Bogenschluß bis zum Ausrüsten zu erklären. Solange der Bogen auf dem Lehrgerüst aufruht, erzeugt dieses Schwinden zunächst geringe Zugspannungen, und erst beim Absenken des Lehrgerüstes kann es sich in einer Verkürzung der Bogenschenkel auswirken. Nach Schwindversuchen, die mit Prismen aus dem Beton der Kastengewölbe im Bautechnischen Laboratorium der Technischen Hochschule München vorgenommen worden sind, darf für die in Frage kommende Zeitspanne mit einer Schwindung entsprechend etwa 6° Temperaturabnahme gerechnet werden. Durch 1° Temperaturerniedrigung entsteht eine Scheitelsenkung von 2,37 mm, so daß 6° eine Senkung von 14 mm ergeben.

Die gesamte beobachtete Scheitelsenkung stimmt also mit den unter 1. bis 3. theoretisch ermittelten Werten gut überein.

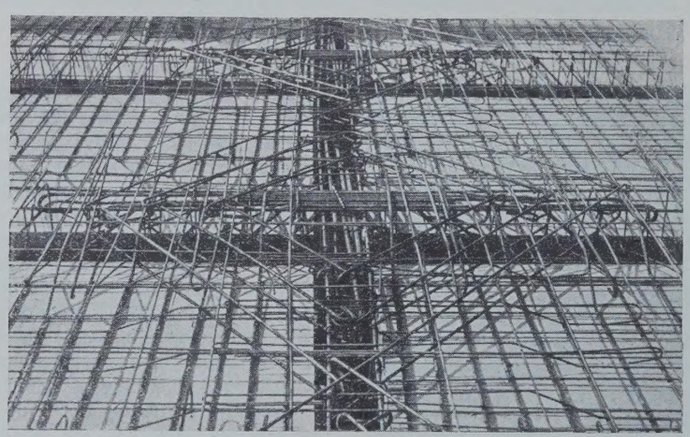


Abb. 28. Bewehrung der Fahrbahn über einer Säule.

IV. Herstellung des Überbaues.

Mit der Fertigstellung des Bogens waren die Sonderheiten in der Ausführung des Bauwerkes zu Ende. Der Überbau bewegte sich in den üblichen Grenzen der neuzeitlichen Eisenbetonbauweise (Abb. 27 bis 29). Nach vollständiger Erstellung der Bewehrung der Säulen, der Längs- und Querträger sowie der Fahrbahnplatte und der Schalungen setzte der Betonbetrieb ein. Zunächst wurden die Säulen und seitlichen Stirnwandungen bis zur Höhe der Unterkante der Fahrbahnhauptträger betoniert. In einem ununterbrochenen Arbeitsgang folgte dann gleichmäßig auf beiden Bogenhälften die Herstellung der Längs- und Querträger samt den darübergespannten Decken. Die Bewehrung der Platte über den Säulen wurde durch Zulageisen, die in 45° zur Achsrichtung der Längs- und Querträger angeordnet sind, verstärkt. Näheres zeigt Abb. 28. Der Beton wurde im M.-V. 1:5 eingebracht unter Verwendung von Harburger Portlandzement.

Zur Abdeckung der Fugen im Kämpfer und im Scheitel wurde 1 mm starkes Kupferblech verwendet und mit einer Überlänge, die wellenartig in den Fugenzwischenraum eingepaßt ist, versehen, um Bewegungen mitmachen zu können. Zum Schutze der Isolierung und als Unterlage

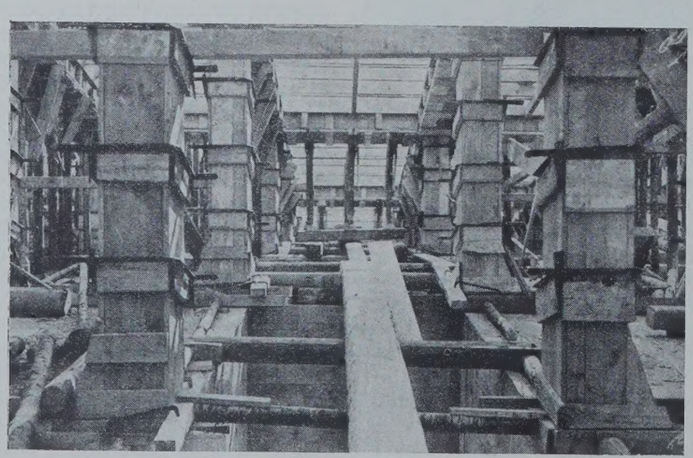


Abb. 27. Bogenüberbau.

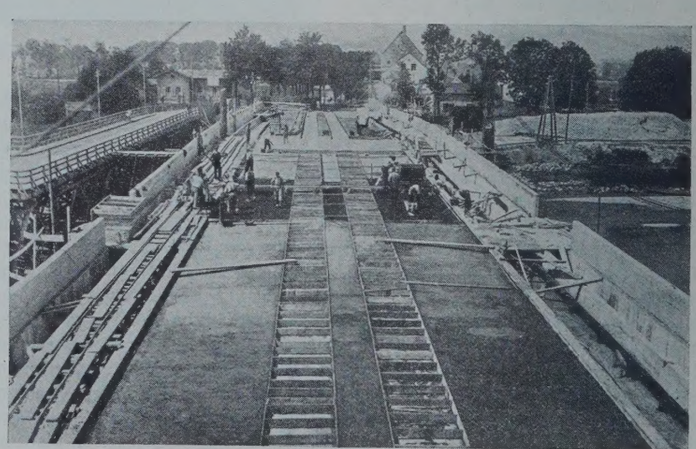


Abb. 29. Aufbringen von Leichtbeton auf die Isolierung.

des 5 cm starken Gußasphaltteppichs auf der Fahrbahn wurde eine rund 25 cm hohe Leichtbetonschicht aufgebracht (Abb. 29). Hierzu fand Kohlenschlacke bis zu 50 % der Zuschlagstoffe Verwendung. Das M.-V. dieses Leichtbetons war 1 : 6. Zur besseren Verteilung des Druckes, der von den Straßenbahnschienen auf die Fahrbahnkonstruktion übertragen wird, dient ein Unterbau mit einem 8 cm starken Eisenbetonrost.

Die Gelenkfugen im Scheitel und in den Kämpfern des Bogens laufen mit einer Breite von 5 cm in die Stirnmauern und Brüstungen durch. Zur Dichtung dieser Fugen sind präparierte Korkplatten verwendet.

Die Stirnwände über dem Bogen sind außer der Fuge im Scheitel durch weitere Fugen aufgeteilt, um ein Zusammenwirken mit den Kastenträgern unter den Gehwegen auszuschalten. Die Brüstungen sind in doppelt soviel Lamellen aufgeteilt, als die Stirnwände; die Randsteine der Straßenfahrbahn in Lamellen von 2 m Länge. Die Fugen werden zum Teil durch stumpfes Anbetonieren geschlossen, zum Teil erhalten sie Einlagen aus Gummiplatten. Die reichliche Fugeneinteilung leistet Gewähr für Vermeidung von Temperatur- und Schwindrissen.

V. Behandlung der Sichtflächen.

Für die steinmetzmäßige Bearbeitung der Sichtflächen sind 2 cm Stärke vorgesehen worden, so daß die Eiseneinlagen an den Außenflächen von vornherein eine Überdeckung von 6 cm erhielten. Um eine möglichst einheitliche Farbe am Bogen zu erzielen, wurde für die Stirnwandungen und das Brüstungsgeländer ebenfalls Dyckerhoff-Doppelzement verwendet. Einen kleinen Farbenunterschied zwischen Widerlager und Bogen wollte man in Kauf nehmen und hat deshalb an den Widerlagern ausschließlich Portlandzement verarbeitet. Bei der Ausführung hat sich gezeigt, daß der Farbunterschied zwischen Widerlager und Bogen ganz unmerklich ist.

Das Abarbeiten der Sichtflächen mit dem Zweispitz, wie ursprünglich vorgesehen, wäre sehr mühsam und zeitraubend gewesen. Man hat sich daher entschlossen, die Sichtflächenbehandlung mit einer Art Krönl-Eisen vorzunehmen und erzielte dabei ein Muster, das zwischen dem Stocken und der Spitzeisenbehandlung liegt und die Struktur des Betons gut sichtbar macht.

Die Fugen in den Kämpfern und im Scheitel wurden in den Ansichtsflächen des Bogens und der Stirnmauern bewußt betont, um die Bauart der Brücke als Dreigelenkbogen sichtbar zu machen.

VI. Zufahrtrampen.

Die beiderseitigen kurzen Zufahrtrampen zur Brücke erhalten die gleichen Abmessungen und Neigungsverhältnisse wie die Brückenfahrbahn und werden mit Großpflaster versehen, um etwaige Setzungen der Rampenanschüttung mit geringen Kosten wieder beheben zu können.

Schluß.

Die Brücke wurde Ende September 1928 in allen Teilen termingemäß fertiggestellt. Für den eigentlichen Brückenbau wurden rd. 300000 Arbeitsstunden, 2000 t Zement und 430 t Eisen (Spundwände und Rundeisen) verbraucht. Die Mauerwerkmassen bestehen aus 12000 m³ Stampfbeton und 1200 m³ Eisenbeton. — Die Oberleitung des Baues oblag dem Straßen- und Flußbauamt Augsburg als der Ausführungsbehörde der bayerischen inneren Staatsbauverwaltung. — Die neue Lechbrücke ist dem Verhältnis aus Spannweite und Stich nach (Kühnheitsgrad) die kühnste bisherige Ausführung im deutschen Wölbbrückenbau und legt von dem technischen Können der Firma Wayss & Freytag A.-G. auf dem Gebiete des Massivbrückenbaues ein beredtes Zeugnis ab.

Vermischtes.

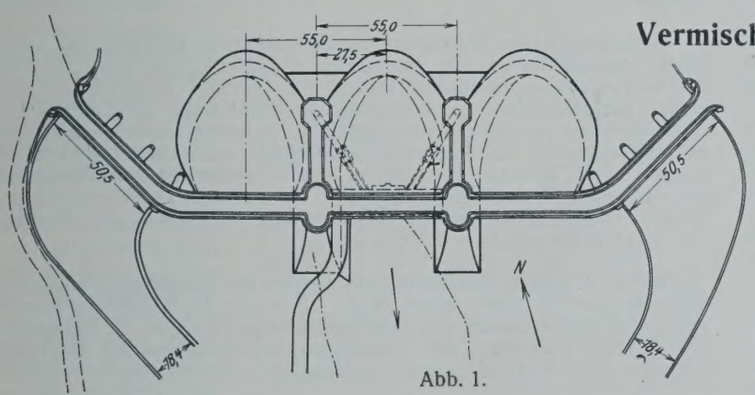


Abb. 1.

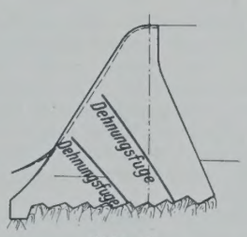


Abb. 3.

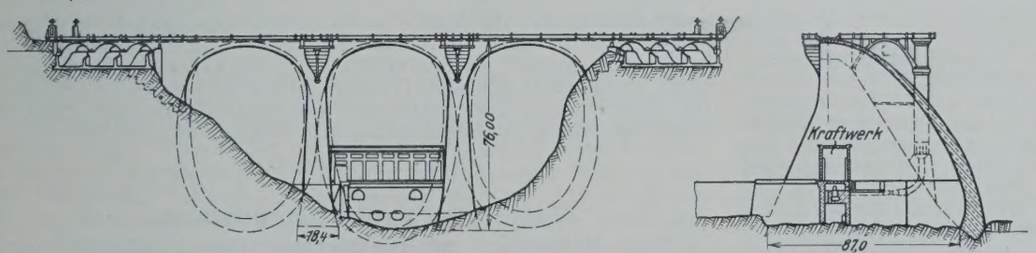


Abb. 2.

Staumauer aus drei nebeneinanderstehenden Gewölbekappen. Die erste Staumauer aus mehreren nebeneinanderstehenden räumlich gewölbten Kappen ist nach einem Bericht in Eng. News-Rec. vom 13. September 1928 im Tale des Gila-Flusses ungefähr 16 km unterhalb der Einmündung des San Carlos-Flusses im Staate Arizona kurz vor ihrer Vollendung. An der Baustelle ist die Talsohle 91 m breit. Die Krone der Staumauer ist ungefähr 210 m lang. In einer Tiefe von etwa 7 m wurde guter Felsboden für die Gründung gefunden. Die kurze Bauzeit von ungefähr acht Monaten zeigt, daß trotz der eigenartigen Form der einzelnen Gewölbekappen sich keine ungewöhnlichen Schwierigkeiten bei einer solchen Ausführung ergeben. Obwohl die drei nebeneinanderstehenden Gewölbe ohne Dehnungsfugen in einem Stück gefertigt sind, haben sich noch keine Risse gezeigt. Die Gewölbe haben eine Höhe von 76 m und eine Breite von etwa 55 m. Die Form der Gewölbekappen ist aus Abb. 1 ersichtlich.

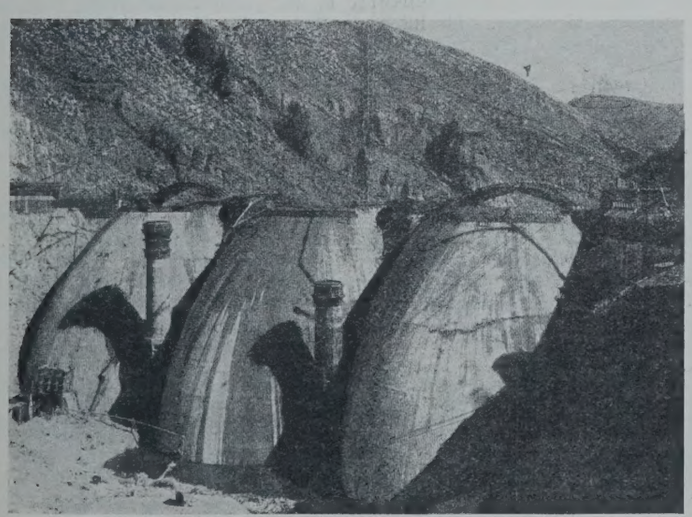


Abb. 5.

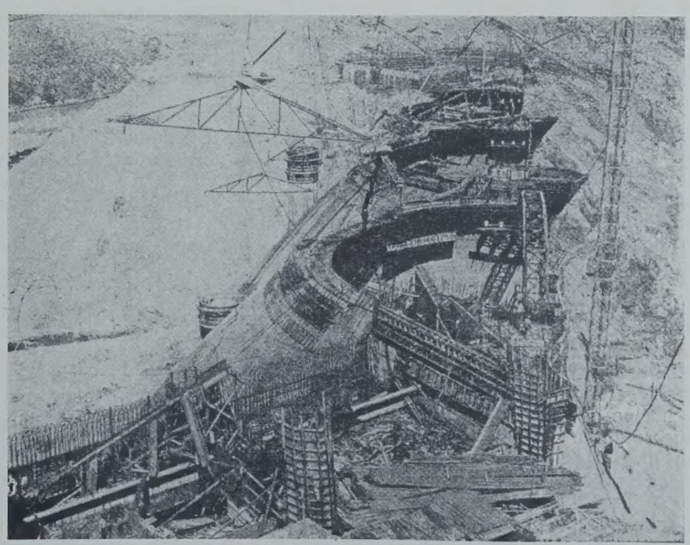


Abb. 4.

Die einzelnen Gewölbekappen sind nach der Theorie elastischer Bogen unter der Annahme berechnet, daß einzelne für sich wirkende Streifen unabhängig aufeinander stehen. Nach der Tiefe hin, also nach der Talsohle, werden die Gewölbe dicker und ihr Krümmungshalbmesser kleiner. Mit ihren mittleren Kämpfern lehnen sich die stehenden Kappen gegen zwei auf der Talsohle aufsitzende Strebewände, während ihre Endwiderlager in den Fels eingelassen sind (Abb. 2). Die über die Krone der Kappen führende Landstraße ruht auf den Strebemauern bezw. auf besonderen Bogen, so daß also die Gewölbekappen durch die Straßenerschütterungen nicht wesentlich beeinflußt werden. Die ganze Konstruktion besteht aus Eisenbeton. Die Widerlager und Stützwände wurden besonders in wagerechter Richtung bewehrt und erhielten zwei im Verlauf des nach der Sohle gerichteten Kämpferdruckes angelegte Dehnungsfugen (Abb. 3). Im Hohlraum der mittleren Kappe ist ein Kraftwerk von 10 000 kW vorgesehen, zu dem die Druckrohre von den stromaufwärts in Richtung der Strebemauern stehenden Türmen geleitet sind (Abb. 1). Über die Bewehrung und Einschalung der Gewölbekappen und der Bogen der Straßenbrücke, sowie über das Fördergerüst für die Verteilung des Betons sind in der Quelle Einzelheiten angegeben (Abb. 4). Die Staumauer hat den Namen Coolidge-Mauer erhalten. Zs.

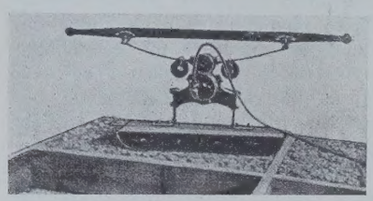


Abb. 1.

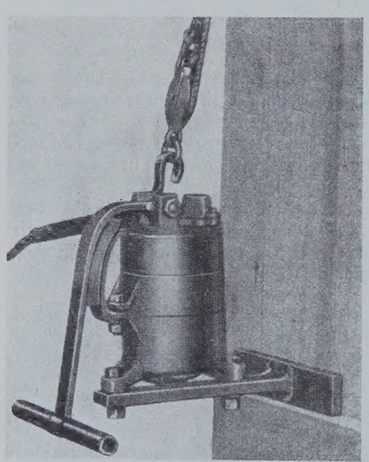


Abb. 2.

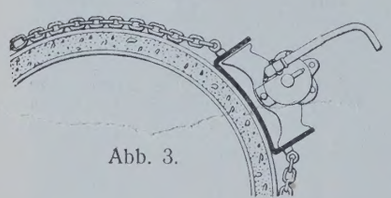


Abb. 3.

Betonverdichter. Nach einem Bericht in Eng. News-Rec. vom 27. 9. 1928 werden von der Electric Tamper & Equipment Company, Chicago, Ill., neue Typen von Betonverdichtern hergestellt. Diese Maschinen bestehen im wesentlichen aus einem nicht ausgewuchteten Elektromotor, der über einem Stampfer oder über ein anderes Fußstück Vibrationen auf den Beton bezw. auf die Schalung ausübt. Abb. 1 zeigt eine solche Ausführung der neuen Maschine zum Einrütteln des Betons. Das Gestell mit dem Elektromotor ruht auf einem als Stampfer ausgebildeten Fußstück. Der Motor macht 3600 Umdrehungen/min. Die Maschine ist mit einem abgefederten Handgriff für zwei Mann ausgerüstet. Diese Maschine dient also gleichzeitig zum Stampfen und Einrütteln.

Andere Ausführungsformen, die jedoch nur zum Einrütteln des Betons dienen, sind in Abb. 2 u. 3 dargestellt. Nach Abb. 2 wird der Einrüttler an einem Flaschenzug aufgehängt und mittels eines Handgriffes mit seinem Fuß über eine lotrechte Schalung bewegt. Die Ausführung nach Abb. 3 dient als Klopfer auf der Schalungsform von Rohren. Alle drei Ausführungsformen sollen sich gut bewährt haben, und zwar die erste für offene Betonschüttungen und die zweite für das Einrütteln von Preßbeton hinter Tunnelschalungen. Es sollen sich bei geringem Zementverbrauch höhere Festigkeiten durch die erzielte Verdichtung ergeben haben als bei gewöhnlichem Einfüllen und Stampfen der Mischung. Die Anwendung des Einrüttlers ist jedoch nur für ziemlich trockene Mischungen zweckmäßig. Zs.

Ein neuer indischer Hafen. Die Häfen Indiens sind nur selten für seegehende Schiffe geeignet, und an der ganzen Küstenlinie von Bombay nach Calcutta kann nur Madras genannt werden. Aus diesen Gründen ist es ein besonderes Ereignis, daß nach einer Mitteilung von „The Times Trade and Eng. Suppl." 1928, vom 21. April, der Cochin Harbour gebaut wird, der in Südindien, ungefähr 1050 km von Bombay gelegen ist. Ein natürliches Hafenbecken ist hier vorhanden, das groß genug ist, um sämtlichen Flotten der Welt Platz zu bieten, wobei die einzige Verbindung mit dem Meere über eine 360 m breite niedrige Öffnung besteht. Cochin Harbour wird deshalb zu den geschütztesten Häfen des Ostens gehören.

Die Möglichkeit einer Verwertung dieses Naturhafens ist schon vor 70 Jahren erwogen worden. Die Schwierigkeiten bestanden einerseits in der Baggerung eines 3600 m langen Kanals bis zum offenen Meere quer durch eine gewaltige Sandbank, die auf die Wirkung unzähliger Monsune zurückzuführen ist und aus einem derart schweren Sand besteht, daß man glaubt, es mit einer felsartigen Bodenformation zu tun zu haben, und anderseits in dem Schutze der niedriger gelegenen Sandgebiete, die eine Art natürlicher Wellenbrecher bilden und von dem Meere nur äußerst langsam zerstört werden.

Die Regierung von Madras hatte im Jahre 1920 nach einem Bericht von Messrs. Sir John Wolfe Barry and Partners eine neue Untersuchung des Problems beschlossen und berief hierzu einen Hafenbausachverständigen der Marineverwaltung. Innerhalb des ersten Jahres nach der Berufung gelang es R. C. Bristov, der langjährigen Erosion ein Ende zu setzen, und nach verschiedenen Baggerversuchen wurde der Regierung von Madras die Annahme eines Planes empfohlen. Dieser Plan wurde einem beratendem Ausschuß übergeben, der aus verschiedenen Hafenbaufirmen bestand. Der Vorschlag bestand darin, die Sandbank durch Baggern zu öffnen und in ruhigem Wasser eine Verankerungsmöglichkeit für zwölf große Schiffe vorzusehen. Außerdem sollten verschiedene andere Arbeiten ausgeführt werden. Für die große Bucht waren verschiedene tiefe Kanäle vorgesehen. In Übereinstimmung mit diesen Plänen wurde eine kräftige Baggermaschine geliefert und außerdem eine schwimmende Rohrleitung angeordnet.

Da das neue Hafengebiet in die indischen Staaten Cochin und Travancore eingreift, war eine Arbeitsübereinkunft zwischen den Regierungen von Indien und Madras sowie den Cochin und den Travancore Darbars erforderlich. Gemäß den getroffenen Vereinbarungen erklärten sich die Regierungen bereit, sich an den Kosten der Vorarbeiten zu beteiligen.

Das erste Jahr der Baggerarbeiten war mit großen Schwierigkeiten verbunden, und verschiedene Teile der schwimmenden Rohrleitung mußten abgeändert werden. Es gelang, den Kanal auf der ganzen Länge von 3600 m in 135 m Breite und wenigstens 9,6 m Tiefe bei Niederwasserstand in vier Monaten herzustellen, so daß eine spätere Verschlammung der Schiffahrtrinne sehr leicht beseitigt werden kann. Das amtliche Datum für den Abschluß der Arbeiten ist der 31. März 1929, aber, nachdem der Verbindungskanal durch die Sandbank nunmehr fertiggestellt ist, wird es bereits in absehbarer Zeit möglich sein, daß Schiffe in dem neuen Hafen vor Anker gehen. Die Staaten Travancore und Cochin zeigen ein besonders großes Interesse an der Ausführung der Arbeiten, und Travancore hat bereits eine Erweiterung des bestehenden Straßen- und Eisenbahnnetzes beschlossen, um mit den veränderten Verhältnissen Schritt zu halten. W.

Gründung eines Verkehrswissenschaftlichen Instituts für Luftfahrt. An der Technischen Hochschule Stuttgart wurde am 1. 1. 1929 ein Verkehrswissenschaftliches Institut für Luftfahrt eingerichtet. Das Institut hat den Zweck, zur Förderung der Entwicklung des Luftverkehrs alle diejenigen verkehrswissenschaftlichen Probleme zu erforschen, die mit der nationalen und internationalen Luftfahrt aller Länder zusammenhängen. Zum Direktor des Instituts, das in seiner Art das bisher erste auf deutschen Hochschulen ist, wurde der auf dem Gebiete des Luftverkehrs durch grundlegende Abhandlungen bekannte Prof. Dr.-Ing. Carl Pirath bestellt.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 20. Januar erschienene Heft 2 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Dr.-Ing. K. Schaechterle: Die Verstärkung des Enzviadukts bei Bietigheim. — Dipl.-Ing. Hermann Bay: Der kreisförmige Behälter mit radialen Zwischenwänden.

Berichtigung. Die Angabe in der „Bautechnik" 1929, Heft 2, S. 32, wonach Herr Dr. ing. Dr. jur. E. Randzio auf den Lehrstuhl für Stollenbau berufen worden sei, entspricht, wie die Technische Hochschule Berlin uns mitteilt, nicht den Tatsachen. Herr Dr. Randzio ist nach wie vor Privatdozent an der Technischen Hochschule Berlin und lediglich neuerdings mit der Amtsbezeichnung a. o. Professor beliehen worden.

Zuschriften an die Schriftleitung.

Über Maßnahmen zur Herabsetzung und Ausschaltung der Schwindspannungen bei Bauwerken aus Beton und Eisenbeton. Der von Dr.-Ing. K. Schaechterle in der „Bautechnik" 1928, Heft 43, entwickelte Gedanke, die durch das Schwinden des bewehrten Betons hervorgerufenen Verformungen zum Vorteile der Konstruktion heranzuziehen, ist nicht neu. Ich habe bereits in meinem Buche: „Schwindspannungen in Trägern aus Eisenbeton" (1925, Alfred Kröner Verlag), diesen Gedanken ausgesprochen und namentlich jene zusätzlichen Eiseneinlagen, die der Spannungskompensation zu dienen haben, als schwindgemäße Bewehrung bezeichnet. Ferner hielt ich auf der zweiten internationalen Tagung für Brücken- und Hochbau (26. September) einen Vortrag: „Über Riß- und Schwindrißerscheinungen an Bauwerken aus Beton und Eisenbeton", in dem ich zeitlich früher die von Dr.-Ing. Schaechterle gegebene Anregung an dem Beispiel eines Zweigelenkrahmens zur Aussprache stellte; meine Ausführungen gipfelten in dem Satze: „Die Berücksichtigung der durch das Schwinden erzeugten Formänderungen führt zu einer Entlastung des Tragwerkes und könnte man sogar den gefürchteten Schwindvorgang als erwünschtes Entlastungsmoment ansprechen".

Ing. L. Herzka.

INHALT: Vorflutregulierung im Obernetzebruch. — Über bautechnische Einrichtungen im neuen Lokomotiv- und Abstellbahnhof Heidelberg (Schluß). — Neubau der Straßenbrücke über den Lech bei Augsburg-Hochzoll (Schluß). — Vermischtes: Staumauer aus drei nebeneinanderstehenden Gewölbekappen. — Betonverdichter. — Neuer indischer Hafen. — Gründung eines Verkehrswissenschaftlichen Instituts für Luftfahrt. — Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Berichtigung. — Zuschriften an die Schriftleitung.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

7. Jahrgang | BERLIN, 1. Februar 1929 | Heft 5

Alle Rechte vorbehalten.

Die Arbeiten der Reichswasserstraßenverwaltung im Jahre 1928.

Von Ministerialdirektor Dr.-Ing. ehr. **Gährs**.

Im Haushalt des Reichsverkehrsministeriums für 1928 wurden für die Bedürfnisse der Reichswasserstraßen folgende Geldmittel bereitgestellt:

Im ordentlichen Haushalt:

Für Unterhaltung und Betrieb der Binnenwasserstraßen	27 700 000 R.-M.
„ „ „ „ „ Seewasserstraßen einschl. des Seezeichen- und Lotsenwesens . .	19 600 000 „
Für einmalige Ausgaben an den Binnen- und Seewasserstraßen einschl. der Geräte	28 050 000 „

Im außerordentlichen Haushalt:

Für Neubauten und größere Ausbauten	54 381 000 „

Ein Vergleich mit den Ziffern des Vorjahres (s. „Die Bautechnik“ 1928, Heft 3, S. 33) zeigt, daß die Mittel für Unterhaltungszwecke wohl zahlenmäßig etwas höher sind, doch entspricht das Mehr nur etwa der Hälfte des infolge von Lohnerhöhungen und Preissteigerungen für Baustoffe tatsächlich eingetretenen Mehrbedarfs. Die Ansätze für einmalige Ausgaben sowie für Neubauten bleiben dagegen wesentlich hinter den Ansätzen für 1927 zurück. Nur dem Umstande, daß noch erhebliche Restbestände aus früheren Jahren zur Verfügung standen, ist es zu danken, daß trotzdem alle in Angriff genommenen Arbeiten planmäßig weitergeführt werden konnten, zumal noch für die schnelle Vollendung des Kanals Wesel—Datteln sowie für den Ausbau der Oder unterhalb Breslau gegen Schluß des Jahres besondere Mittel von 4 bezw. 2 Mill. R.-M. überwiesen werden konnten. Die günstige Witterung und die infolge der Trockenheit eingetretenen, für die Schiffahrt auf den Strömen leider katastrophal niedrigen Wasserstände kamen der Bautätigkeit sowohl bei den Unterhaltungsarbeiten wie bei den Neubauten sehr zustatten und wurden überall nach Kräften ausgenutzt. Insbesondere konnten vielfach Unterhaltungsarbeiten an den Strom- und Uferwerken nachgeholt werden, die in früheren Jahren wegen zu hoher Wasserstände hatten unterbleiben müssen. Wie sich hiernach die Fortführung der Bauarbeiten an den Reichswasserstraßen in den verschiedenen Bezirken im Jahre 1928 gestaltet hat, soll in folgendem unter Trennung nach See- und Binnenwasserstraßen kurz geschildert werden.

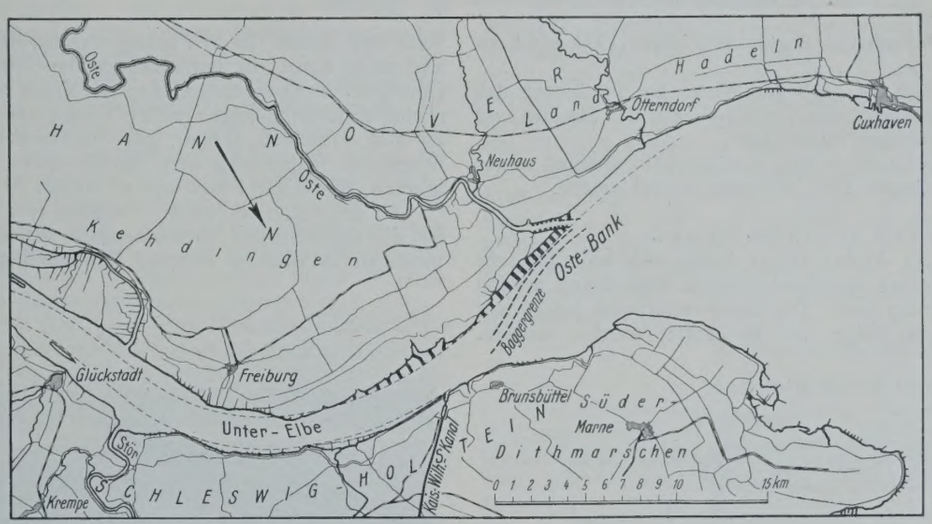


Abb. 1. Lageplan der Regulierungswerke an der Ostebank.

A. Seewasserstraßen.

1. Erweiterung des Königsberger Seekanals.

Die Baggerarbeiten für die Vertiefung und Verbreiterung des Königsberger Seekanals wurden weiter gefördert. Sie sind so weit gediehen, daß die geplante Tiefe von 8 m (früher 6 m) jetzt auf der ganzen Länge des Kanals vorhanden ist. Die noch ausstehenden Baggerarbeiten beschränken sich auf einen verhältnismäßig kleinen Umfang und dienen hauptsächlich der Herstellung des vollen Profils an einigen Stellen des Kanals, wo es noch nicht vorhanden ist. Die Strecke im Unterpregel von der Contiener Beek bis zur neuen Eisenbahnbrücke in Königsberg einschl. des Kosse-Durchstichs ist am 15. Oktober 1928 vollendet und dem Verkehr übergeben worden.

Die Arbeiten für die Befeuerungsanlage des Kanals, die, hauptsächlich aus einer Reihe von Torfeuern bestehend, in Erweiterung des bisherigen reinen Tagesbetriebes künftig auch die Möglichkeit des Nachtverkehrs auf dem Kanal sichern sollen, wurden ebenfalls fortgesetzt. Ihre Beendigung ist im Rechnungsjahre 1929 zu erwarten.

Die Gesamtkosten haben sich gegenüber dem ersten Anschlag (18 Mill. R.-M.) auf etwa 20,2 Mill. R.-M. erhöht. Die entstandenen Mehrkosten, die zum großen Teil durch Lohnerhöhungen und Preissteigerungen bedingt sind, sollen, vorbehaltlich der parlamentarischen Bewilligung, in voller Höhe vom Reich übernommen werden, das also über seinen eigenen Anteil hinaus auch noch den vertraglich auf die Gesellschaft zum Ausbau des Königsberger Seekanals entfallenden Anteil ($^1/_4$ der Mehrkosten) decken wird.

2. Verbesserung des Fahrwassers nach Elbing.

Die Arbeiten zur Verbesserung des Fahrwassers nach Elbing sollen den Zugang zum Seehafen Elbing von 3,14 m auf 4 m Fahrtiefe erhöhen unter gleichzeitiger Gewinnung von kulturfähigem Land mittels des aufgespülten Baggerbodens. Infolge des im Jahre 1928 erst spät einsetzenden Frühlings, wegen der stürmischen und ungünstigen Witterung sowie wegen der verspäteten Indienststellung eines für die Arbeit wichtigen Großgeräts konnte der Baufortschritt nicht in dem Maße gefördert werden, wie es im ursprünglichen Bauplan vorgesehen war. Der weitere Fortgang der Arbeiten läßt jedoch erwarten, daß der in Aussicht genommene Zeitpunkt für die Vollendung (1930) wird eingehalten werden können.

3. Die Verbesserung der Schiffahrtstraße Swinemünde—Stettin [1])

wurde fortgesetzt und so weit durchgeführt, daß Schiffe bis zu 7,5 m Tiefgang jederzeit zugelassen werden konnten. Die Arbeiten zur weiteren Vertiefung, Verbreiterung und Begradigung des Fahrwassers wurden in Angriff genommen. Der Seedeich zum Schutze der Kölpinsee-Niederung auf der Insel Usedom konnte so weit gefördert werden, daß seine Fertigstellung im nächsten Jahre zu erwarten ist. Die Arbeiten zur Verstärkung der Düne auf der Landzunge zwischen Berg- und Ostdievenow wurden in Angriff genommen.

4. Die Elbe unterhalb Hamburg.

Die Arbeiten zur Regelung des Fahrwassers an der Ostebank haben erfreulich gefördert werden können. Der Bau der Stacks am linken Elbeufer ist so weit gediehen, daß mit ihrer Fertigstellung im wesentlichen im Jahre 1929 gerechnet werden kann. Die Wirkung der Stacks im Zusammenhang mit ausgedehnten Baggerungen hat schon jetzt eine erhebliche Streckung und auch eine gewisse Vertiefung des Fahrwassers ermöglicht. Insbesondere haben sich die Verhältnisse auf der Übergangstrecke in der Sösmenhusener Richtfeuerlinie erheblich verbessern lassen. Das außergewöhnlich gute Herbstwetter hat eine längere Fortsetzung der Arbeiten als gewöhnlich ermöglicht; zu ihrer Durchführung konnten in der Bauperiode über die Etatbewilligung hinaus 700 000 R.-M. zur Verfügung gestellt werden.

Abb. 1 zeigt im Lageplan die Regulierungswerke, die im wesentlichen aus einem System von Stacks bis zu 800 m Länge bestehen zur Festlegung des linken Elbeufers und der Ostemündung. Das früher stark einbuchtende Fahrwasser wird erheblich gestreckt.

Die Arbeiten zur Regelung des Elbefahrwassers bei Pagensand haben noch nicht in Angriff genommen werden können. Der Plan unterliegt zurzeit dem gesetzlich vorgeschriebenen Ausbauverfahren, in dem erhebliche Ansprüche der Interessenten ausgeräumt werden müssen

[1]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1928, Heft 8.

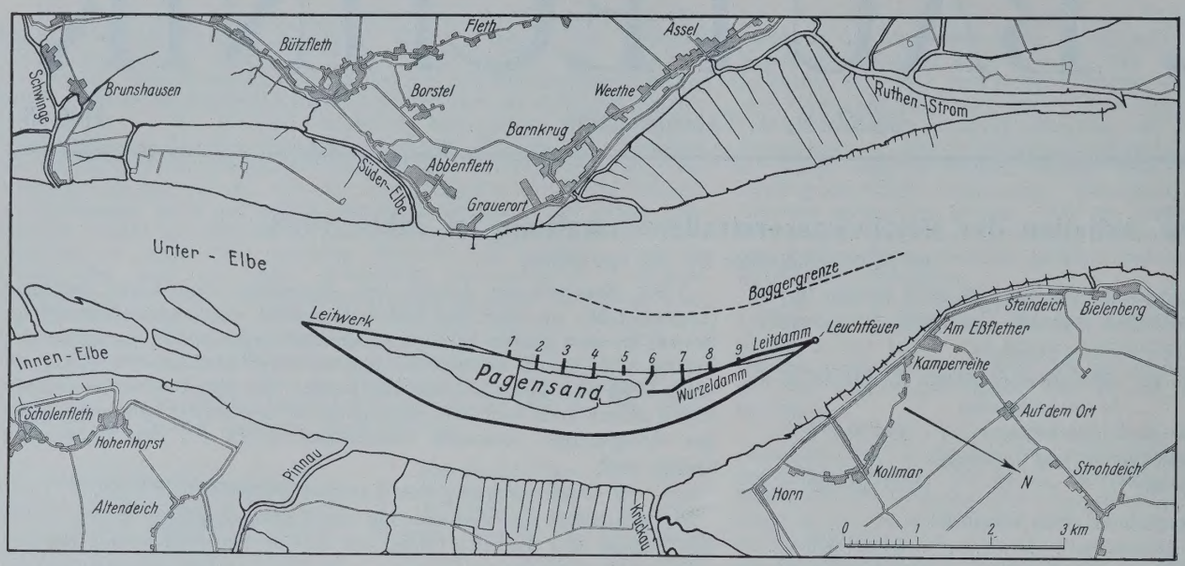


Abb. 2. Lageplan der Regulierungswerke bei Pagensand.

Mit den Bauarbeiten ist deshalb vor Beginn des Jahres 1929 nicht zu rechnen.

Abb. 2 zeigt im Grundriß die geplanten Werke zur Festlegung des Pagensandes und des Fahrwassers, um Verwilderungen des Stromes und damit verbundenen Versandungen vorzubeugen.

Der Liegehafen in Schulau ist so weit fertiggestellt, daß mit seiner Belegung gegen Ende des Jahres 1928 begonnen werden konnte.

5. Die Weser unterhalb Bremen.

Die Verhältnisse an der Außenweser haben sich weiterhin sehr befriedigend gestaltet. Weitere strombautechnische Maßnahmen werden voraussichtlich nicht notwendig sein. Die Entwicklung wird jedoch vor Entscheidung hierüber noch einige Zeit beobachtet werden müssen.

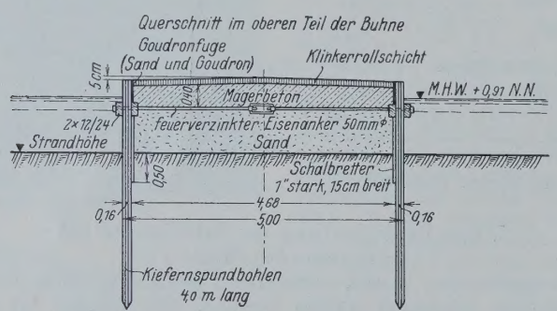


Abb. 3. Massive Buhne 7 auf Borkum. Querschnitt durch den oberen Teil.

Nachdem der Großschiffahrt nunmehr in dem Fedderwarder Arm ein ausgezeichnetes Fahrwasser zur Verfügung steht, konnte das frühere Hanptfahrwasser durch den Wursterarm der Kleinschiffahrt und insbesondere der Fischerei überlassen werden. Zugunsten der Fischerei ist eine Reihe von Verbesserungen in der Befeuerung des Wursterarmes durchgeführt worden.

Der Ausbau der Unterweser ist bezüglich der Vertiefung im wesentlichen beendet. Die noch ausstehende Verbreiterung wird noch eine Reihe von Jahren erfordern. Es hat sich das Bedürfnis herausgestellt, im Zusammenhang mit diesen Verbreiterungsarbeiten die starke Stromkrümmung bei Vegesack gegenüber der Lesummündung abzuflachen.

Ebenso wie an der Unterelbe an der Ostebank konnten auch an der Unterweser die Arbeiten im Hinblick auf das günstige Herbstwetter dieses Jahres unter Bereitstellung von 400 000 R.-M. über die Etatbewilligung hinaus gefördert werden.

6. Die Ems.

Die Arbeiten zur Begradigung der Ems zwischen Papenburg und Leerort sind abgeschlossen. Der 3. Durchstich bei Coldam ist im Laufe des Jahres 1928 beendet und dem Verkehr geöffnet worden. Die Verhältnisse an der Ems unterhalb Emden haben sich durch ausgedehnte Baggerungen weiterhin verbessern lassen. Es darf gesagt werden, daß sie gegenwärtig günstiger sind als je zuvor. Immerhin besteht die Schwierigkeit der Erhaltung des günstigen Fahrwasserzustandes an der Knock infolge fortgesetzter umfangreicher Sandeintreibungen weiter. Eingehende Strombeobachtungen haben zu dem Entschluß geführt, zur Stabilisierung der Verhältnisse an der Knock ein Regulierungswerk durchzuführen. Die Ausführung soll geschehen, sobald die Finanzlage es erlaubt.

An der Außenems, wo der Übergang vom Hubertgat in die Westerems für die Großschiffahrt außerordentlich unbequem war wegen der notwendigen mehrfachen scharfen Kursänderungen, ist eine Verbesserung

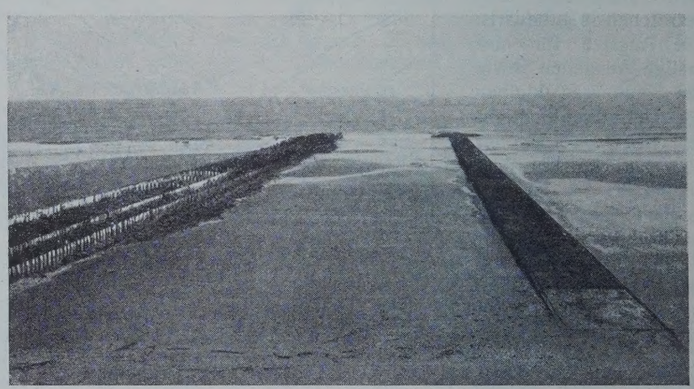


Abb. 5. Alte und neue Buhne 1 auf Borkum.

dadurch eingetreten, daß südlich der Hubertplate sich ein neues Fahrwasser in wesentlich günstigerer Lage und größerer Tiefe geöffnet hat (Hubertfahrt), das befeuert und bezeichnet wurde.

Das Leitwerk an der Fischerbalje hat den erwarteten Erfolg gehabt. Die Zugänglichkeit zum Hafen Borkum dürfte nunmehr gesichert sein. Das Fahrwasser scheint sich unter der Wirkung des Leitdammes durch Selbsträumung offen zu halten.

7. Die Insel Borkum.

Der Umbau der Buhnen 1 bis 7 auf Borkum ist planmäßig fortgesetzt worden. Bis Ende 1928 wurden 4 Buhnen fertiggestellt. Mit der neuen

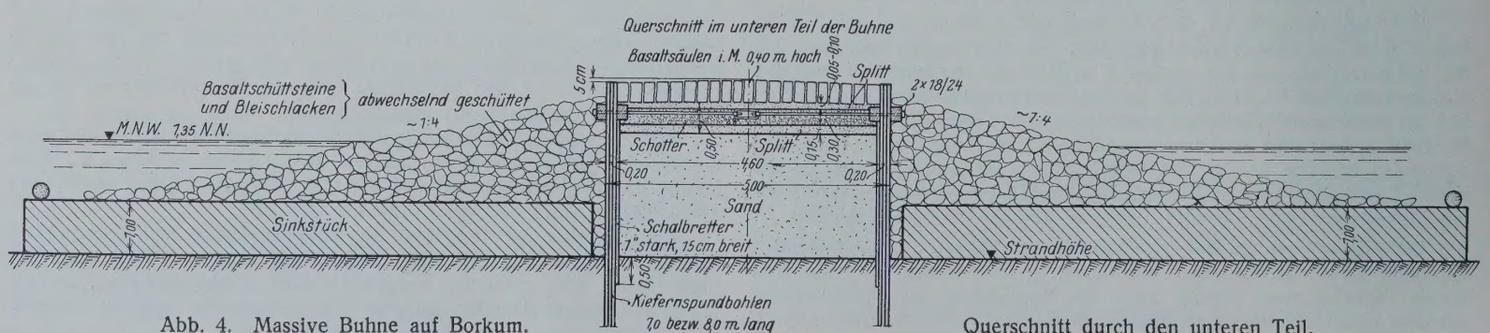


Abb. 4. Massive Buhne auf Borkum. Querschnitt durch den unteren Teil.

in der „Bautechnik“ 1928, Heft 3, beschriebenen Bauweise sind weiter gute Erfahrungen gemacht worden.

Abb. 3 u. 4 zeigen Querschnitte der neuen Buhne 7 im oberen und unteren Teil. — Abb. 5 gibt im Lichtbild die alte Buhne 1 (links) und daneben die neue als Ersatz gebaute Buhne wieder.

8. Der Hindenburgdamm.[2])

Die Arbeiten der Reichswasserstraßenverwaltung beim Bau des Dammes sind abgeschlossen. Das Neubauamt Sylt in Husum ist aufgelöst, und die Unterhaltung des Dammes ist von der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft übernommen worden. Die Reichsbahnverwaltung wird sich hierbei auch weiterhin des sachverständigen wasserbautechnischen Rates eines höheren Technikers der Reichswasserstraßenverwaltung bedienen. Der Damm hat die schweren Sturmfluten im November 1928 gut und ohne Störungen des Bahnbetriebes überstanden. Geringe Böschungsbeschädigungen sind an zwei Stellen vorgekommen, wo die Befestigung noch verhältnismäßig frisch war.

9. Seezeichenwesen.

Nach der Übernahme der Seezeichen durch das Reich war es eine der wichtigsten Aufgaben der Reichswasserstraßenverwaltung, die im Kriege und in der Nachkriegszeit vernachlässigte Unterhaltung und Instandsetzung der Seezeichen mit allen Kräften wieder aufzunehmen. Trotz der Schwierigkeiten der Inflationszeit ist es bald gelungen, die Seezeichen wieder auf die Höhe zu bringen, die sie vor dem Kriege besaßen, und darüber hinaus manche Verbesserungen zu schaffen. Nach Festigung der Währung war es möglich, an den planmäßigen Ausbau und die Einführung technischer Neuerungen im Seezeichenwesen heranzugehen.

Der Betrieb der Leuchtfeuer wird so wirtschaftlich gestaltet, wie das mit der Rücksicht auf die Betriebsicherheit irgend vereinbar ist. Bei diesen Bestrebungen geht die Verwaltung von dem Grundsatz aus, daß eine Einsparung an Personal und Betriebstoffen niemals auf Kosten der Lichtausbeute gehen darf, daß vielmehr jede aus wirtschaftlichen Gründen durchgeführte Umänderung eines Feuers gleichzeitig mit einer Verbesserung seiner Tragweite verbunden sein muß. Nach diesem Grundsatze wurde bei den Leuchtfeuern der Ersatz des Steinöl- und Benzolglühlichtes durch Flüssiggasglühlicht oder elektrisches Glühlicht und der Ersatz der elektrischen Bogenlampen durch Starklichtglühlampen durchgeführt.

Der Betriebstoff der mit Flüssiggas gespeisten Leuchtfeuer wurde früher durch die Deutsche Blaugas-Gesellschaft in Augsburg geliefert. Diese Art der Belieferung hatte manche Nachteile, die teils in der Abgelegenheit des Erzeugungsorts, teils darin begründet waren, daß das Gas nicht die für Leuchtfeuerzwecke erforderliche gleichmäßige Zusammensetzung aufwies. Die Reichswasserstraßenverwaltung entschloß sich daher, auf der Saatseewerft in Rendsburg eine eigene Flüssiggasanstalt zu bauen, die nunmehr den ganzen Bedarf an Flüssiggas deckt. Das bei der Herstellung des Gases abfallende Permanentgas wird in der näheren Umgebung der Gasanstalt für Leuchttonnen und Feuerschiffe nutzbar gemacht. Mit Flüssiggas lassen sich infolge seiner größeren Flächenhelle erheblich größere Lichtstärken erzielen als mit Petroleum und Benzol. Die Flüssiggasbrenner bedürfen geringerer Bedienung, wobei an schwer zugänglichen Stellen die Einrichtungen so getroffen werden, daß der Betrieb sich völlig selbsttätig abspielt. Auf Flüssiggas sind u. a. umgestellt worden die Peene-Richtfeuer, die Leuchtfeuer Kahlberg, Flügge, Holnis, List-Ost und die Feuer der Dünenbaken auf Helgoland.

Die Heranziehung des elektrischen Stromes der Überlandwerke für die Speisung der Leuchtfeuer war abhängig von der Ausbildung von Einrichtungen, die es ermöglichen, den Betrieb der angeschlossenen Leuchtfeuer bei Stromunterbrechungen unter allen Umständen sicherzustellen. Nachdem es gelungen war, eine selbsttätige Umschaltvorrichtung zu entwerfen, die im Falle der Stromunterbrechung eine Flüssiggasglühlichtlampe in den Brennpunkt des Feuers bringt, konnte man in geeigneten Fällen den Anschluß von Leuchtfeuern an die Überlandwerke bewirken und damit die mannigfachen Vorteile, die die Entnahme des Betriebsstromes aus dem Netz bietet, für die Seezeichenverwaltung nutzbar machen. Bei wichtigen Außenfeuern sind noch besondere Maschinenanlagen zur Stromerzeugung bei längeren Betriebstörungen in Überlandwerken beibehalten. Auch durch Einführung des elektrischen Lichtes konnte die Lichtstärke der Feuer erheblich gesteigert werden. Aus fremden Kraftquellen werden u. a. jetzt gespeist die Leuchtfeuer Arkona, Bastorf, Travemünde, Friedrichsort, Eckernförde, Marienleuchte, Dahmeshöft und Büsum, ebenso sind eine Anzahl kleinerer Feuer an der Weser und die meisten Feuer an der Elbe an das Netz der Überlandwerke angeschlossen.

Ähnlich wie die Leuchtfeuer sind auch die Nebelsignale verbessert worden, und zwar sowohl die Luft- wie die Wassersignale. Nachdem sich der elektrische Membransender nach jahrelangen Versuchen als durchaus betriebsicher erwiesen hatte, wurde er bei den deutschen Nebelsignalen eingeführt. Der größte Vorteil für die Schiffahrt bei der Benutzung der neuen Signalmittel liegt darin, daß der Sender eine viel kürzere Wiederkehr des Signals ermöglicht, als es bei den früheren Sirenen, Stentorhörnern und Wasserglocken der Fall war. Dabei ist auch ihre Tragweite den alten Signalmitteln mindestens gleichwertig und das Verhältnis des Kraftbedarfs zur Tonabgabe bedeutend günstiger.

Bei Neuanlagen, wie bei dem Luft- und Wassernebelsignal Schwansee vor Travemünde und in Warnemünde, sind die Sender von vornherein eingebaut worden. Gleichfalls eingeführt wurden sie bei Umbauten in Stubbenkammer, Swinemünde, Friedrichsort, Feuerschiff Kiel sowie auf sämtlichen Feuerschiffen der Nordsee mit Ausnahme des Feuerschiffs Außeneider, dessen Umbau für 1929 vorgesehen ist.

Die Fortschritte auf dem Gebiete der Funkentelegraphie haben es der Seezeichenverwaltung ermöglicht, Einrichtungen zu schaffen, die der Schiffahrt gestatten, bei Nebel Richtungs- und Abstandsbestimmungen vorzunehmen und damit den Schiffsort festzulegen. Schon 1924 wurde das Feuerschiff Borkumriff als erstes mit einer derartigen Versuchsanlage ausgerüstet, die Funknebelsignale für die Richtungsbestimmung und in Verbindung mit dem Wassernebelsignal für die Abstandbestimmung gab. Nach dem günstigen Ausfall der Versuche wurden allmählich alle Feuerschiffe der Nordsee bis auf das Feuerschiff Außeneider mit Funknebelsignaleinrichtungen ausgestattet. An der Ostsee sind die Landstationen Warnemünde und Stubbenkammer mit entsprechenden Anlagen ausgerüstet, die Anlagen für die Feuerschiffe Kiel und Fehmarnbelt sowie für die Landstation Swinemünde sind im Ausbau, während das Feuerschiff Adlergrund 1929 die nötigen Einrichtungen erhalten soll.

Das dem Reichsverkehrsministerium angegliederte Seezeichenversuchsfeld in Friedrichshagen hat bei der Durcharbeitung der Neuerungen wesentlich mitgewirkt. Seine Tätigkeit erstreckt sich nicht nur auf die Erprobung neuer Licht- und Schallquellen, Prüfung der optischen Genauigkeit von Gläsern und Spiegeln, Feststellung der Lichtstärke von Leuchten und Lichtquellen und der Wirkungsweise mechanischer und elektrischer Hilfseinrichtungen, sondern es leiht seine Dienste den Ortsbehörden auch bei Entwurfsarbeiten, bei dem Verkehr mit den Herstellern der verwickelten Apparate und bei der Abnahme fertiger Einrichtungen. Dem Seezeichenversuchsfeld ist auch eine Niederlage für Seezeichenbedarf angegliedert worden, die den einzelnen Dienststellen die erforderlichen Materialien in einwandfreier Beschaffenheit zuleitet. Ferner übernimmt das Seezeichenversuchsfeld schwierige Instandsetzungsarbeiten an Leuchtfeuerapparaten aller Art.

B. Binnenwasserstraßen.

1. Bezirk Ostpreußen.

Die Arbeiten zur Regulierung der sogen. „Krummen Gilge“, d. h. einer Strecke der Gilge, die besonders starke Krümmungen und ein starkes Gefälle aufweist, bestehen darin, daß ein Durchstich hergestellt wird, durch den mit Hilfe einer Schleppzugschleuse (225 m nutzbare Länge, 12 m nutzbare Breite) die Schiffahrt die genannte ungünstige Gilgestrecke umgehen kann. Am Fluß selbst darf eine wesentliche Änderung nicht vorgenommen werden, um die Gilge nicht der Gefahr eines zu starken Eiseinbruches von der Memel her auszusetzen. Der im Jahre 1927 begonnene Grunderwerb konnte erst im Jahre 1928 durchgeführt werden. Mit den Bauarbeiten soll im Jahre 1929 in größerem Umfange begonnen werden. Die Baukosten werden sich voraussichtlich auf insgesamt 4,5 Mill. R.-M. erhöhen. Die Vollendung der Arbeiten ist für das Jahr 1930 in Aussicht genommen.

Die Kanalisierungsarbeiten am Oberpregel, die die oberhalb bei Schwägerau bereits ausgeführte Kanalisierung nach unten hin verlängern sollen, bestehen aus dem Einbau von zwei Staustufen in der Nähe von Norkitten (je ein Nadelwehr und eine Schleuse für 250-t-Schiffe). Die Kunstbauten der Staustufen sind in der Ausführung begriffen. Infolge ungünstiger Witterungs- und Wasserverhältnisse haben die Arbeiten gewisse Verzögerungen erfahren, so daß mit der Fertigstellung der Bauten erst etwa Mitte 1929 gerechnet werden kann.

Die Frage einer Fortführung des im Winter 1922/23 stillgelegten Masurischen Kanalbaues ist im Jahre 1928 wieder in den Vordergrund des Interesses getreten. Anfang Oktober nahm der Ostpreußische Wasserstraßenbeirat einstimmig eine Entschließung an, die die Vollendung des zu einem großen Teil fertigen Kanals forderte. Die Reichsregierung hat über die Wiederaufnahme der Bauarbeiten noch keine Entscheidung treffen können. Es ist geplant, zunächst die alten Bauentwürfe, deren Aufstellung bereits längere Zeit zurückliegt, durch ergänzende Vorarbeiten auf den neuesten Stand der technischen Entwicklung zu bringen und die mit dem Masurischen Kanalbau zusammenhängenden wirtschaftlichen und politischen Fragen einer Nachprüfung zu unterziehen. Auf Grund des Ergebnisses dieser ergänzenden Vorarbeiten wird die Reichsregierung sich über die weitere Behandlung der Kanalfrage schlüssig werden.

Einem besonderen Wunsche von Elbinger und Allensteiner Wirtschaftskreisen entsprechend, ist im Jahre 1928 ein Entwurf für einen Ausbau des Elbinger Oberländischen Kanals für 250-t-Schiffe sowie für seine Fortsetzung bis Allenstein aufgestellt worden. Der Entwurf unterliegt zurzeit der Nachprüfung in der Ministerialinstanz.

[2]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1928, Heft 6 u. 7.

2. Odergebiet.

Der trockene Sommer 1928 hat mit besonderer Deutlichkeit gezeigt, daß die Schiffahrtstraße der Oder, dieser wichtigsten Wasserstraße des Ostens, ganz besonderer Fürsorge bedarf und daß insbesondere die Niedrigwasserregulierung der mittleren Oder unterhalb Breslau in Verbindung mit der Schaffung von Zuschußwasser aus Talsperren eine der dringendsten Aufgaben der nächsten Jahre sein muß.

Die außergewöhnlich geringe Wasserführung der Oder im Sommer 1928 behinderte vom 16. Juni ab die Schiffahrt unterhalb Breslau und brachte sie von Mitte Juli ab fast völlig zum Erliegen. Von den rd. 900 versommerten Schiffen konnten mit einer kurzen Welle vom 24. bis 30. September rd. 365 Fahrzeuge, mit einer noch kleineren Welle Mitte November etwa 100 Kähne zu Tal schwimmen. Erst Ende November kamen die übrigen Schiffe allmählich in Fahrt.

Abb. 6 zeigt eine Oderstrecke mit den zahlreichen versommerten Schiffen.

So unerwünscht die lange Trockenzeit für die Schiffahrt war, so vorteilhaft wirkte sie auf den Fortgang der Bauarbeiten am Oderstrom.

Die Verlängerung des oberen Trennungsdammes an der Staustufe Oderhof und die Verbesserung der Einfahrt in den Oberkanal der Schleuse Ransern wurden fertiggestellt. Um das Ein- und Ausschleppen der Schiffe in den Schleusen zu beschleunigen, ist in Ransern eine Seilzuganlage errichtet, und an anderen Schleusen sind Versuche mit einem Raupenschlepper ausgeführt worden.

Abb. 6. Oderstrecke mit zahlreichen versommerten Schiffen.

Die zu dem neuen Bauhof in Wilhelmsruh bei Breslau gehörigen Wasserbauten, seine Anlagen und Gebäude sind in der Hauptsache fertiggestellt, ebenso ist der Ausbau der reichseigenen Fernsprechleitung längs der kanalisierten Oder und des Klodnitz-Kanals bis auf Restarbeiten im Oppelner Bezirk durchgeführt worden.

Die unterhalb Ransern in den letzten Jahren eingetretene Sohlensenkung des Oderstromes gab Veranlassung zu Sicherungsbauten, um einen ungestörten Betrieb der Schleuse Ransern zu gewährleisten. Die zweckmäßigste und wirtschaftlichste Art der Sohlensicherung wird durch eine Versuchstrecke von rd. 500 m Länge erprobt. Ausgeführt sind zunächst mit einem Kostenaufwande von 90 000 R.-M. einzelne Sohlschwellen und eine zusammenhängende Steindecke.

Der planmäßige Ausbau der Oder unterhalb Breslau konnte infolge der anhaltenden niedrigen Wasserstände besonders kräftig gefördert werden. Die zu Beginn des Rechnungsjahres zur Verfügung stehenden Mittel in Höhe von insgesamt 2 860 000 R.-M. wurden nachträglich um weitere 2 000 000 R.-M. erhöht, um eine vorzeitige Einstellung der Arbeiten und eine Entlassung von Arbeitskräften zu vermeiden. Bei Reinberg oberhalb Glogau wurde ein Durchstich hergestellt und eröffnet. Die Schiffahrtstraße bei Glogau ist für die immer größer werdenden Kähne äußerst ungünstig und bedarf dringend der Verbesserung. Die seit Jahren betriebenen Vorarbeiten sind zu einem gewissen Abschluß gekommen. Von verschiedenen Lösungen, die eingehend bearbeitet und beraten worden sind, ist unter Zustimmung des Oderwasserstraßenbeirats als die zweckmäßigste erkannt worden, die Oder innerhalb der Stadt unter Verzicht auf einen Umgehungskanal auszubauen.

Die Arbeiten zur Herstellung des Staubeckens bei Ottmachau wurden planmäßig gefördert. Der Grunderwerb ist größtenteils getätigt. Die Erdarbeiten zur Verlegung der Eisenbahnlinie Ottmachau—Patschkau nähern sich der Vollendung. Die zugehörigen Bauwerke sind bis auf Restarbeiten fertiggestellt.

Die Arbeiten am eigentlichen Staudamm sind im vollen Gange. Es sind bisher rd. 400 000 m³ Boden bewegt worden. Abb. 7 zeigt eines der Absetzgeräte zum Schütten des Staudammes mit einer Ausladung von 47 m.

Die Baugrube für das Grundablaßbauwerk ist fertiggestellt. Das Bauwerk selbst soll im nächsten Frühjahr in Angriff genommen werden. Abb. 8 zeigt im Lichtbild das Modell des Grundablaßbauwerkes von der Luftseite her, Abb. 9 desgleichen von der Wasserseite.

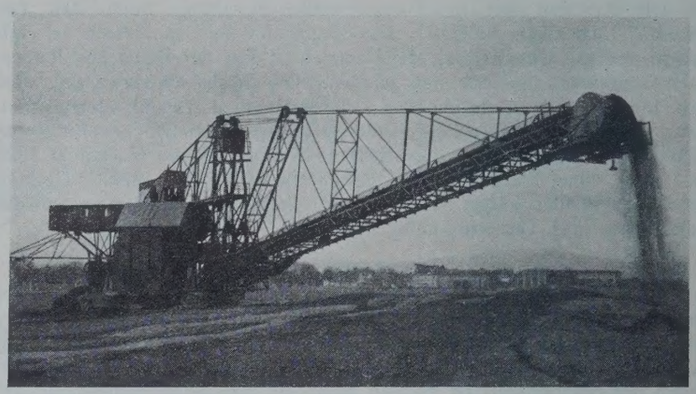


Abb. 7.
Absetzgerät beim Schütten des Staudammes Ottmachau.

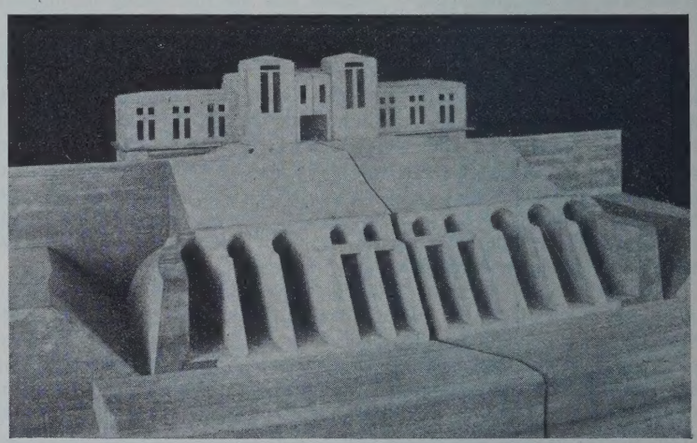


Abb. 8. Modell des Grundablaßbauwerks Ottmachau.
Ansicht von der Luftseite.

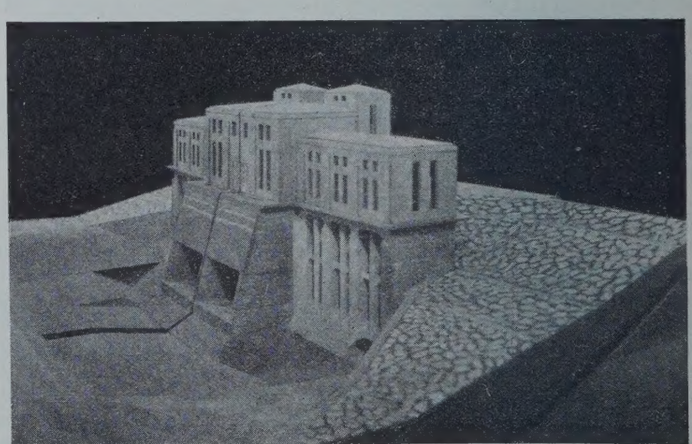


Abb. 9. Modell des Grundablaßbauwerks Ottmachau.
Ansicht von der Wasserseite.

Die Witterung war den Bauarbeiten im allgemeinen günstig. Nur im Mai wurden sie durch Neiße-Hochwasser für kurze Zeit unterbrochen.

Die neuen Dienstgebäude für die Wasserbauämter in Steinau und Glogau sind fertiggestellt und in Benutzung genommen.

Die Vertiefung der Flußsohle und Regelung des Laufes der Netze unterhalb Filehne wurde fertiggestellt.

Weite Gebiete in der Warthe- und Netze-Niederung haben in den Jahren 1926 und 1927 unter zu hohem und lang andauerndem Wasserstande gelitten. Es wurden deshalb im Jahre 1928 in der unteren Netze wie in der Warthe Baggerungen für den besonders bereitgestellten Betrag von 100 000 R.-M. ausgeführt. Auch in der Oder, unterhalb der Warthe-

mündung ist in umfassender Weise gebaggert worden, 1927 und 1928 für je 160 000 R.-M.

Die Arbeiten zur Verbesserung der Vorflut in der unteren Oder wurden planmäßig fortgesetzt. Sie sollen 1929 in der Hauptsache fertiggestellt werden.

Die Vorarbeiten für eine bessere Schiffahrtverbindung des oberschlesischen Industriegebietes mit der Oder wurden abgeschlossen. Eine Entscheidung über diese Frage konnte noch nicht getroffen werden, da neuere Pläne dahingehend aufgetaucht sind, den Anschluß durch den Bau einer Schleppbahn zu erreichen. (Fortsetzung folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Der Hochwasserschutz an der Donau in Bayern.

Von Dr.-Ing. **Erwin Marquardt,** Stadtbaurat, München.

Wie so manche unserer Flußtäler, so wurden auch die Donauniederungen in Bayern in den letzten Jahren, insbesondere in den Sommermonaten 1924 und 1926, durch häufige und ausgedehnte, teilweise langanhaltende Überschwemmungen heimgesucht, deren Schadensumme für beide Hochwässer zusammen mit 20 Mill. R.-M. nicht zu hoch angegeben ist.[1]) Der durch diese Überschwemmungen hervorgerufene Notstand veranlaßte die bayerische Staatsbauverwaltung zur Aufstellung eines Bauprogramms über die an der bayerischen Donau notwendigen Hochwasserschutzmaßnahmen.[2]) Obwohl bereits im Jahre 1909 dem Landtag eine

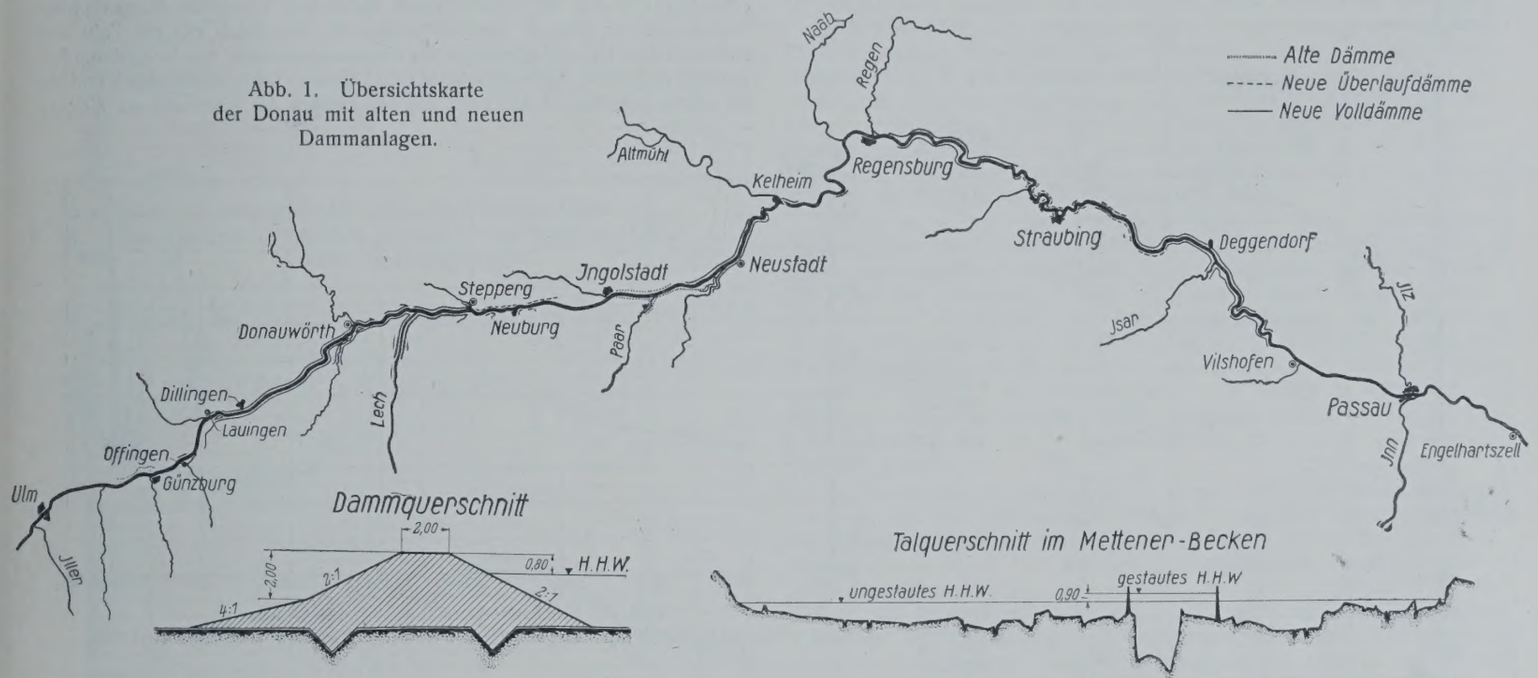


Abb. 1. Übersichtskarte der Donau mit alten und neuen Dammanlagen.

Denkschrift über umfangreiche Maßnahmen zum Ausbau der Flüsse im Donaugebiet zugegangen ist, soll sich nach den Verhandlungen im Haushaltausschuß dieses Bauprogramm zunächst lediglich auf den Hochwasserschutz an der Donau von Ulm bis Passau erstrecken (Abb. 1). Die Aufstellung eines ergänzenden Bauprogramms für den Gesamtausbau der Flüsse im Donaugebiet muß einem späteren Zeitpunkte vorbehalten bleiben, zu dem die Einhaltung des Programms finanziell gewährleistet ist.

A. Die Donauhochwässer.

Zu allen Zeiten und in allen Zonen haben die Ufergelände von Flüssen und Strömen eine besondere Anziehungskraft auf die Menschen ausgeübt, als diese darangingen, sich feste Wohnsitze zu schaffen. Die furchtbaren Verheerungen der Hochfluten und Eisgänge, und der ständige Kampf um den gesicherten Bestand ihrer Uferländereien vermochten aber in früheren Zeiten die Uferbewohner nicht zu einem gemeinsamen, von einheitlichem Willen getragenen Zusammenwirken gegen das Wüten der Elemente zu veranlassen. Erst als der Gemeinsinn weiter entwickelt und die Erkenntnis gereift war, daß der Mensch sich nicht widerstandslos dem Wüten der Fluten zu unterwerfen brauche, schritt man zur Anlage einheitlicher Hochwasserdämme. Doch nicht überall werden Überschwemmungen als Unglück empfunden. Die Bewohner Ägyptens begrüßen mit Freuden die Hochwässer des Nils, und die Chinesen warten ebenso wie die Völkerschaften des Ganges-, Euphrat- und Tigrislandes auf die befruchtenden Überflutungen ihrer Ströme. Anders in unserem gemäßigten und mit reichen Niederschlägen bedachten Klima, das uns zu allen Jahreszeiten Regen spendet und dessen orographische Verhältnisse z. B. im Donaugebiet derart sind, daß wir hier mit dem Eintreten von Hochwasser zu allen Jahreszeiten rechnen müssen.

Die Hochwässer hängen mit meteorologischen Vorgängen zusammen. Sie können im Sommer und Herbst durch ungewöhnlich starke, langandauernde Niederschläge, im Winter und Frühjahr durch rasches Abschmelzen größerer Schneemassen, insbesondere bei noch fest gefrorenem Boden, hervorgerufen werden. Von jeher haben bei uns die entsetzlichen Folgen von Überschwemmungen die öffentliche Meinung mit drei Fragen beschäftigt:[3])

1. Welches sind die Ursachen der Überschwemmungen?
2. Haben etwaige verkehrte wasserwirtschaftliche Maßnahmen oder sonstige künstliche Eingriffe in das Flußregime oder Unterlassungen zur Steigerung der Hochwassergefahr beigetragen?
3. Mit welchen Mitteln ist der Hochwassergefahr zu begegnen?

Zur Beantwortung dieser Fragen ist z. B. für Preußen nach der an verderblichen Hochfluten so reichen Zeit der siebziger bis neunziger Jahre des vorigen Jahrhunderts durch Erlaß vom 28. Februar 1892 ein besonderer Ausschuß von 32 Mitgliedern eingesetzt worden, der die Ergebnisse seiner sorgfältigen Untersuchungen in einer Reihe von Gutachten niedergelegt hat, die von 1896 bis 1901 erstattet und veröffentlicht worden sind. Wenn Mittel zur Behebung von Hochwasserschäden erwogen werden sollen, so muß vor allem beurteilt werden, welche Schädigungen durch die bisherigen Hochwässer verursacht wurden. Man kann dabei folgende Eigenschaften von Hochwasserschäden unterscheiden:

a) Höhe der Anschwellung;
b) Dauer der schädlichen Anschwellung;
c) die Jahreszeit der Überschwemmungen;
d) die Häufigkeit der Hochwässer.

Abb. 2 gibt zunächst einen Überblick über die Donauhochfluten der letzten 100 Jahre für eine Anzahl von Pegelbeobachtungsstellen. Es sind dort die in den einzelnen 25jährigen Perioden aufgetretenen Höchststände der Sommer- und Winterhochwässer sowie die Zahl der

[1]) Der vom Septemberhochwasser 1899 im Donau- und besonders Isargebiet verursachte unmittelbare und mittelbare Schaden betrug ebenfalls mindestens 20 Mill. R.-M. Vergl. auch Soldan: „Die großen Schadenhochwässer der letzten Jahre und ihre Ursachen". Zentralblatt der Bauverwaltung 1927, Nr. 19 u. 20.

[2]) „Der Hochwasserschutz an der Donau in Bayern". Bearbeitet von der Obersten Baubehörde im Staatsministerium des Innern. Mit 8 Karten und Plänen, 4 Tabellen, 5 Textzeichnungen und 8 Lichtbildern. München, im Mai 1927. Druck von der Universitätsdruckerei Dr. C. Wolf und Sohn, München. Bearbeiter: Ministerialrat Köllerer und Regierungsbaurat Stängl.

[3]) Vergl. auch B. Körner: „Erfordern die Hochwasserkatastrophen dieses Frühsommers eine grundlegende Umstellung unseres Deichwesens?" „Die Bautechnik" 1926, Heft 47.

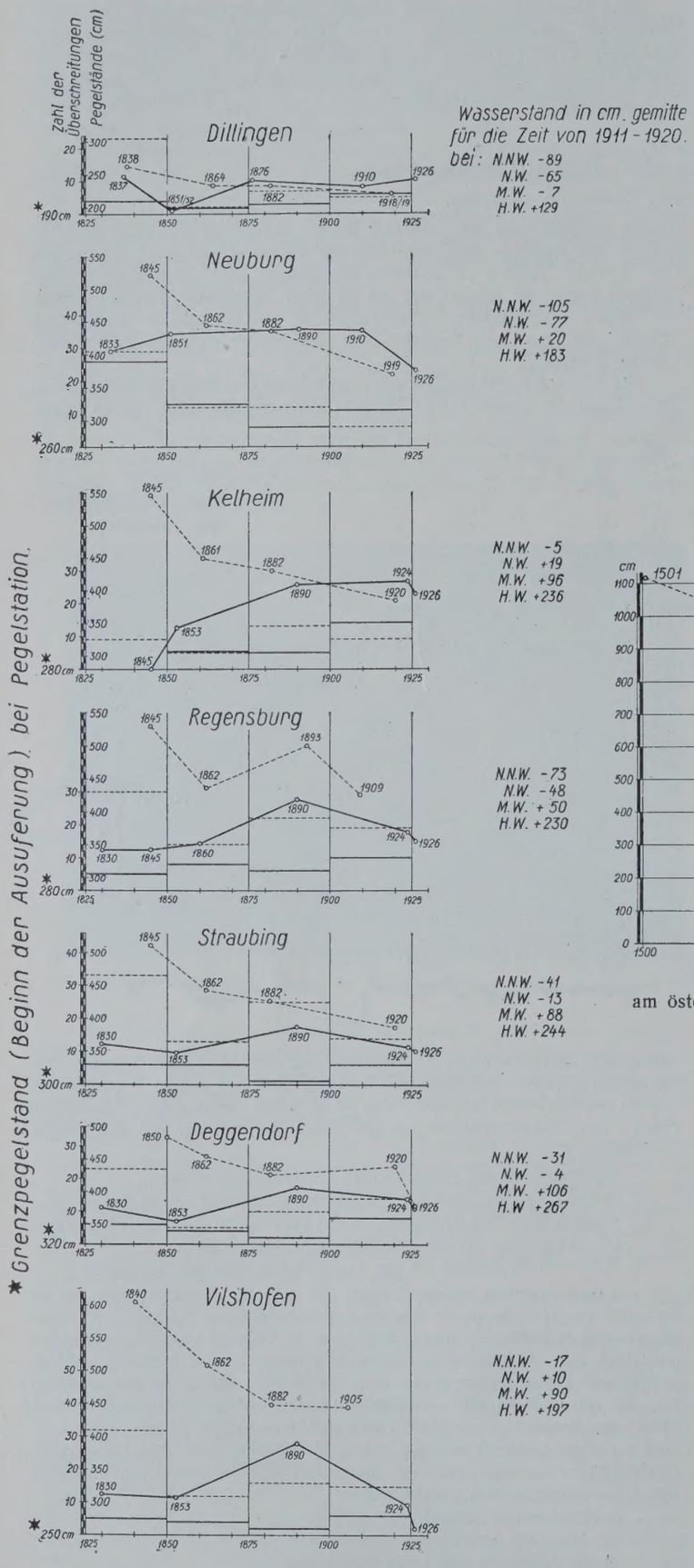


Abb. 2. Höchste Wasserstände der Donau und Zahl der Überschreitungen des Grenzwasserstandes im Zeitraum 1826 bis 1926.

Überschreitungen der Grenzwasserstände im Sommer bezw. Winter von 1826 bis 1926 dargestellt und auch die charakteristischen Wasserstände der Pegelstellen, gemittelt für die Zeit von 1911 bis 1920 angeschrieben. Wenn auch die Betrachtung der Pegelstände allein einen genauen Vergleich früherer Hochwässer mit den jetzigen nicht zuläßt und somit nur einen beschränkten Wert hat, da die Pegelstände außer von den abgeführten Wassermengen auch von der Höhenlage (Verhalten der Flußsohle) und Querschnittsform (Stauungen durch Kiesbänke, Einbauten, Dämme usw.) des Flußbettes und in gewissem Sinne auch von den Gefällverhältnissen der betr. Flußstrecke abhängig sind, so gibt doch der Vergleich der jeweils beobachteten Höchststände und die Häufigkeit der Überschreitungen der Grenzpegelstände, bei denen die Hochwässer auszuufern beginnen, einen ausreichenden Anhalt dafür, ob sich die Hochwassergefahr in den letzten Jahrzehnten vermehrt oder verringert hat. Abb. 2 zeigt nun deutlich eine erhebliche Höhenabnahme der Winterhochwässer an allen Pegelstellen seit Durchführung der Mittelwasserkorrektion (1836 bis 1870), und zwar sowohl hinsichtlich der Höhe der Scheitelstände als auch hinsichtlich der Zahl der Überschreitungen der Grenzwasserstände. Bei den Sommerhochwässern läßt sich zwar kein so einseitiges und eindeutiges Sinken der Scheitelstände feststellen, zumal das Katastrophenhochwasser von 1890 in die Sommermonate fiel, doch hat die Zahl der sommerlichen Überschreitungen der Grenzwasserstände nur in Kelheim besonders auffallend zugenommen, was auf örtliche Sohlenerhöhungen und bis zu einem gewissen Grade auch auf den Einfluß der oberhalb der Welten-

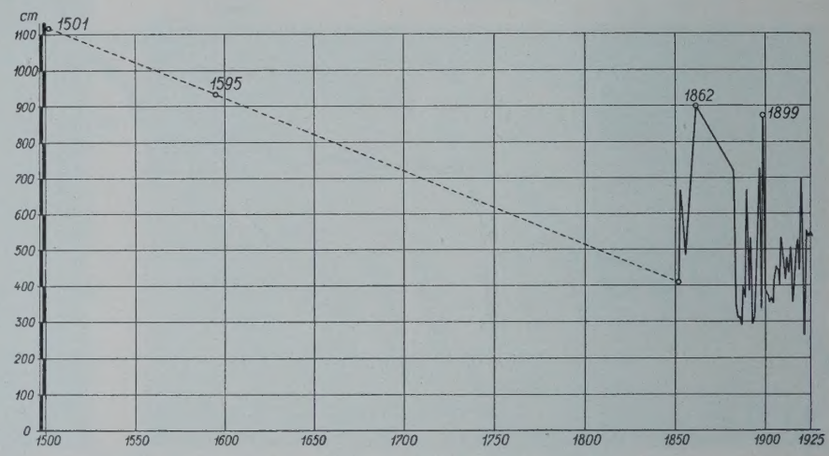


Abb. 3. Höchstwasserstände an der Donau am österreichischen Pegel Engelhartszell unterhalb Passau von 1501 bis 1926.

burger Enge befindlichen Hochwasserdämme zurückgeführt wird. Man kann also bei den Sommerhochwässern zwar von einem Schwanken — entsprechend dem mehr oder weniger regelmäßigen Wechsel von trockenen und nassen Jahren —, keineswegs aber von einer Höhenzunahme sprechen. Ein ähnliches Bild zeigt Abb. 3. Alle Hochwässer im Donaugebiet haben nun, abgesehen von den durch Eisstöße gebildeten örtlichen Stauungshochwässern, ihre eigentliche Ursache in einer starken Überregnung des Einzugsgebiets,[4]) d. h. in vom Menschen unbeeinflußbaren Naturerscheinungen, und daher nicht, wie fälschlicherweise angenommen wurde, in verkehrten wasserwirtschaftlichen Maßnahmen. Wenn die Denkschrift im Hinblick auf die Häufung von Sommerhochwässern in den Zeiten 1402 bis 1406, 1770 und 1771, 1786, 1836 bis 1840, 1851 bis 1855 und in den letzten fünf Jahren die Möglichkeit eines Zusammenhanges zwischen Hochwassererscheinungen und kosmischen Einflüssen (Sonnenfleckenmaximum!) offen läßt, so darf hierbei auch auf die Welteislehre von Hanns Hörbiger mit ihrem erlebnismäßigen Gehalt hingewiesen werden. Leider gehen die regelmäßigen Pegelbeobachtungen selten über das 19. Jahrhundert zurück, um derartige Fragen mit größerer Wahrscheinlichkeit behandeln zu können; ein Zeitraum von wenig mehr als 100 Jahren ist für die Wasserstatistik verhältnismäßig kurz.

Den verschiedenartigen Aufbau der Donauhochwässer[5]) behandelt die Denkschrift eingehend und unterscheidet dabei Taufluten (Winterhochwässer) und Regenhochwässer (Sommerhochwässer). Die Größe und Verschiedenartigkeit des Gewässernetzes der Donau und ihrer Nebenflüsse verhindert ein Zusammenfallen der Hochwasserspitzen sämtlicher Nebenflüsse mit derjenigen im Hauptfluß. „So kann, wie im

[4]) Das Einzugsgebiet der südlichen Donauzuflüsse ist das niederschlagreichste Gebiet Deutschlands.

[5]) Vergl. auch Schreitmüller: „Die letzten Hochwässer an der bayerischen Donau, deren Aufbau, Ursachen und Bekämpfung". „Die Bautechnik" 1927, Heft 51.

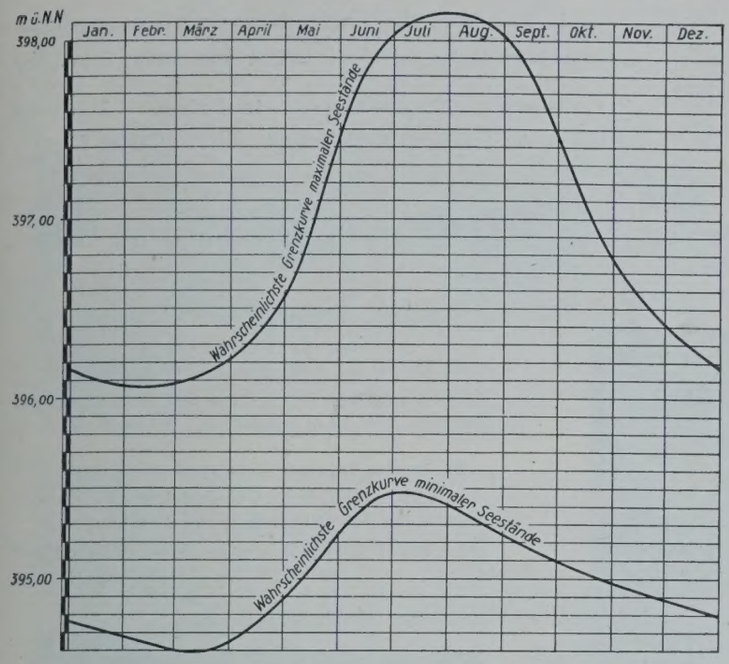


Abb. 4. Bodensee: Die wahrscheinlichsten Grenzkurven der äußersten täglichen Seestände von 1866 bis 1921. Ohne Abflußregelung.

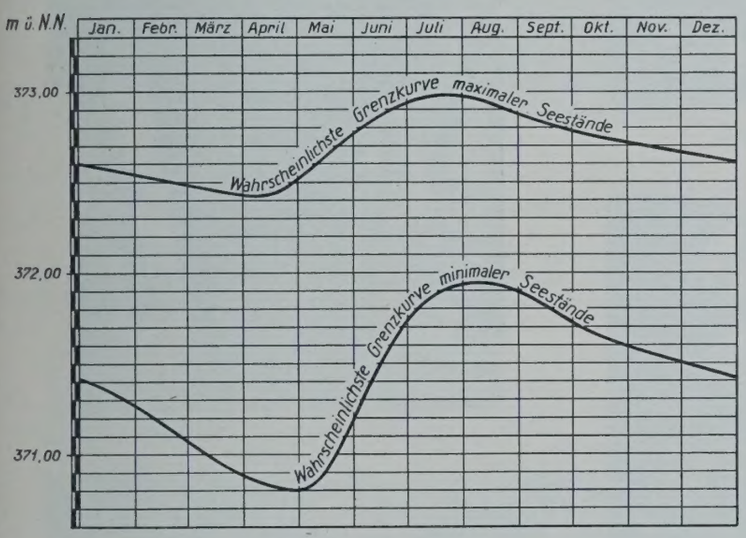


Abb. 5. Genfer See: Die wahrscheinlichsten Grenzkurven der äußersten täglichen Seestände von 1887 bis 1921. Mit Abflußregelung.
(Regulierwehr 1883 bis 1888 beim Pont de la Machine in Genf.)

September 1899, durch Isar und Inn allein in der unteren Donau ein Katastrophenhochwasser entstehen, oder es können, wie im Jahre 1910, die Hochwassermassen der Donau aus dem Iller-, Lech- und Isargebiet stammen. Allgemein steht fest, daß die Innwelle in der Regel mehrere Tage der von oben kommenden Donauwelle vorauseilt und für die Höchstwasserstände der Donau bei und unterhalb Passau bestimmend ist. Im allgemeinen bringen die Alpenflüsse im Sommerhalbjahr ihre größten Hochwässer, während die aus den nördlichen Mittelgebirgen kommenden Nebenflüsse in der Regel die großen Taufluten im Winter und Frühjahr erzeugen." Sommerhochwässer sind, besonders bei langer Dauer, nachteiliger als größere Winterhochwässer, bei denen die Überschwemmung nur kurz andauert. Auch die Gesundheit der Menschen und Tiere ist bei langandauernden Ausuferungen im Sommer stark gefährdet (Sumpffieber, Leberegelseuche). Die im Winter durch Eisstauungen (besonders zwischen Passau und Regensburg durch die vielen starken Flußkrümmungen begünstigt) hervorgerufenen Eisstoßhochwässer sind wegen ihrer zerstörenden Wirkung an Gebäuden, Brücken, Flußbauten u. dergl. besonders gefährlich. Diese Art von Hochwässern hat im vergangenen Jahrhundert die höchsten Hochwasserstände erzeugt (z. B. 1845). Infolge der günstigen Wirkung der Mittelwasserregulierung hat ihre Zahl und Höhe seit den 1860er Jahren erheblich abgenommen.

B. Allgemeine Maßnahmen zur Bekämpfung der Hochwässer.

Die Anfänge einer planmäßigen Wasserwirtschaft an den bayerischen Flüssen reichen bis in den Anfang des vorigen Jahrhunderts zurück. Damals wurden unter der tatkräftigen Führung von Wiebekings Korrektionen ausgeführt, die — wie am Oberrhein — hauptsächlich aus Durchstichen und Geradelegungen bestanden und vor allem die Förderung der Schiff- und Floßfahrt zum Ziele hatten. Den Schutz gegen Überschwemmungen überließ man jedoch den Uferanliegern, deren Kräfte aber nicht ausreichten, um der Zerstörung von Ackerland und Wiesen durch Verschotterung und Abbruch zu steuern. So konnte es nicht ausbleiben, daß die zum Teil in den verschiedensten Richtungen durch das Donautal führenden Dämme häufig den von ihnen erhofften Nutzen und Schutz ins Gegenteil umkehrten. Erst später trat infolge des Rückganges der Schiff- und Floßfahrt der Uferschutz in den Vordergrund. So erklärte Art. 18 des Gesetzes über den Uferschutz und den Schutz gegen Überschwemmungen vom 28. Mai 1852 die Anlage und Unterhaltung von Hochwasserdämmen an öffentlichen Flüssen als eine Obliegenheit der beteiligten Gemeinden und brachte dadurch, daß die Anträge und Entwürfe zu den Uferschutz- und Dammbauten künftig von Staatsbaubeamten oder doch unter ihrer Aufsicht und Leitung gefertigt wurden, innerhalb der einzelnen Regierungsbezirke wenigstens mehr Gleichmäßigkeit und organischen Zusammenhang in die Behandlung und Ausführung der einzelnen Wasserbauten, als dies früher möglich war. Aber trotzdem blieb der Hochwasserschutz an der Donau noch immer mangelhaft, bis schließlich das Wassergesetz vom Jahre 1907 eine wesentliche Besserung dadurch brachte (vergl. Art. 94), daß die Herstellung und Unterhaltung von Hochwasserdämmen als Aufgabe des Staates bezeichnet wurde.

Die heute zu ergreifenden Vorbeugungsmaßnahmen — seien es nun Vorkehrungen zur Hochwasserverhütung oder zum Hochwasserschutz — finden eine gegenüber früher völlig veränderte Sachlage vor: die mit den unzulänglichen Dammanlagen bisher gemachten ungünstigen Erfahrungen, die teilweise Verdrängung der Wiesenwirtschaft durch den Ackerbau, die bei der Zunahme der Bevölkerungsdichte gesteigerte Intensität der Bodennutzung, die bei den heutigen wirtschaftlichen Verhältnissen tiefer greifenden Schäden von Hochwässern u. a. m. haben bewirkt, daß an Stelle einer zurückhaltenden Skepsis in diesen Fragen eine zweifellose Entschiedenheit und das Verlangen nach möglichst vollkommenem Schutz getreten ist.

1. Worin kann nun die Hochwasserverhütung bestehen, das heißt wie kann man die Hochwässer im Niederschlagsgebiet zurückhalten, um den Überschwemmungen vorzubeugen und Hochwasserschutzbauten möglichst zu vermeiden? Die wichtigsten Einflüsse des natürlichen Kreislaufes des Wassers sind: Niederschlag, Verdunstung, Versickerung und Abfluß. Wir wissen heute noch sehr wenig über Entstehung, Verlauf und Verteilung von Niederschlag und Verdunstung, vermögen sie daher noch kaum zu beeinflussen. Dagegen können wir auf den von der Bodengestalt, Bodenbedeckung und den geologischen Verhältnissen abhängigen Abflußvorgang bis zu einem gewissen Grade durch entsprechende Maßnahmen einwirken. Das wichtigste natürliche Mittel hierzu bilden der Wald und eine Landwirtschaft mit geeigneter Bodenbearbeitung. Neben seinem Einfluß auf die Bildung und Verteilung der Niederschläge, auf die Verdunstung, Versickerung und den Grundwasserstand, beruht der wasserwirtschaftliche Nutzen des Waldes hauptsächlich auf dem Schutze des Bodens durch die Wurzeln der Bäume, sowie der Streu- und Pflanzendecke vor mechanischen Angriffen des strömenden Wassers. Man wird also den Wasserabfluß und die Bodenabtragung in den Quellgebieten nicht allein durch den Wald zu verzögern suchen, sondern man wird auch durch Verbauungen die Wiederaufforstung und Anpflanzung von kahlen Flächen ermöglichen und dann unterstützen müssen. „Freilich liegen die Verhältnisse an der Donau insofern nicht sehr günstig, als nicht unbeträchtliche Teile des Einzugsgebietes, die gerade zu den am meisten überregneten gehören, außerhalb Bayerns liegen und daher gegen schädliche Abholzung u. dergl. in eigener Macht nicht geschützt werden können." Mehr als bisher sind Maßnahmen zur sorgfältigen Verwahrung loser Holzmassen nötig, um in den Gebirgstälern Holzabschwemmungen zu verhindern. Trotz alledem darf aber nicht übersehen werden, daß die Forst- und Landwirtschaft unwirksam werden bei außergewöhnlich starken und langen Niederschlägen, wie bei den Rheinüberschwemmungen im Winter 1882/83 und beim Sommerhochwasser 1926 an der Elbe und Oder, oder wenn der Boden durch Niederschläge, die der eigentlichen Hochwasserwelle vorangegangen sind, bereits mit Wasser gesättigt ist, wie beim Januarhochwasser 1926 im Rheingebiet.

Schon seit alter Zeit gehört die Wasserzurückhaltung zu einem der wichtigsten Mittel der Hochwasserverhütung. Den Seen kommt eine Hoch- und Niederwasser ausgleichende Wirkung zu. Bei Hochwasser halten sie eine Zeitlang einen Teil des Überflusses zurück und geben das Wasser erst allmählich wieder ab, d. h. sie vermindern die Hochwassermenge und verzögern den Abfluß. Der Vergleich von Abb. 4 u. 5 zeigt auch, daß durch Errichtung künstlicher Regulierungswerke am See-

auslauf noch eine ausgiebigere Wirkung des Ausgleichvorganges erzielt werden kann. Aber trotzdem darf die ausgleichende Wirkung von Seen nicht überschätzt werden; insbesondere darf nicht übersehen werden, daß diese bedeutenden Unterschiede zwischen einem unregulierten (Bodensee) und einem regulierten See (Genfer See) ihre Ursache zum Teil auch in der Verschiedenartigkeit des Verhältnisses von Einzugsgebiet zu Seeoberfläche und in dem Maße der Vergletscherung des Einzugsgebietes haben. Jenes ist beim Bodensee $\frac{11437}{538} = 21{,}4$ und beim Genfer See $\frac{7975}{581} = 13{,}7$, während die Vergletscherung beim Bodensee 1,7 %, beim Genfer See 11,7 % des Einzugsgebietes beträgt. (Schluß folgt.)

Der Brückenbau und der Ingenieurhochbau der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft im Jahre 1928.

Alle Rechte vorbehalten.

Von **Schaper.**

(Schluß aus Heft 3.)

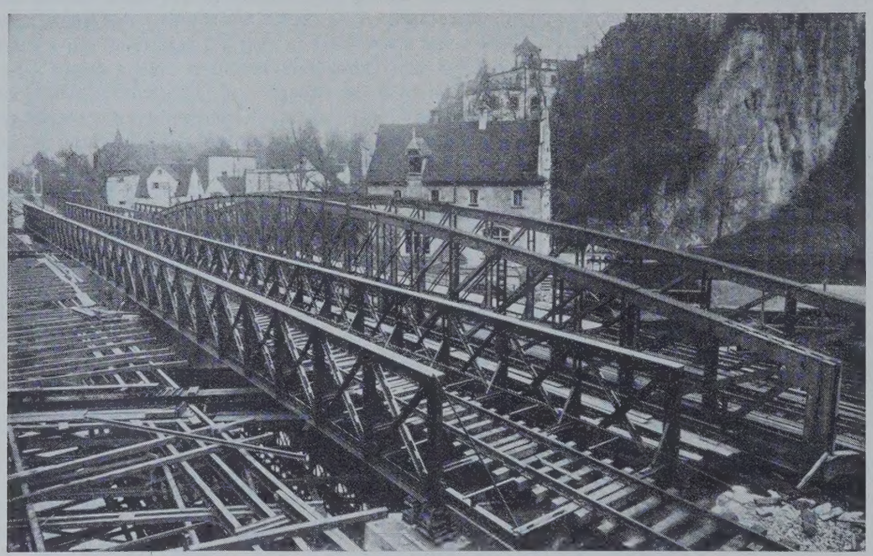


Abb. 27. Alte und neue Brücke über die Donau in Sigmaringen. Die neue Brücke liegt vor der alten.

Abb. 28. Neue Brücke über die Donau bei Sigmaringen.

25. Zweigleisige Eisenbahnbrücke über die Spree bei Uhyst im Bezirk der Reichsbahndirektion Halle.

Zwei eingleisige Überbauten mit parallelgurtigen Hauptträgern von 42 m Stützweite. Baustoff St Si.

26. Zweigleisige Eisenbahnbrücke über den Main bei Niederrad im Bezirk der Reichsbahndirektion Frankfurt a. M.

Die fünf Öffnungen werden von zweigleisigen Überbauten mit parallelgurtigen Hauptträgern von 42,5 m Stützweite überbrückt. Baustoff St 48.

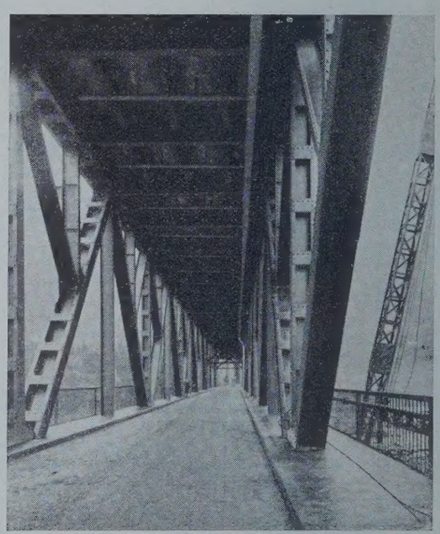


Abb. 30. Moselbrücke bei Bullay. Durchblick.

27. Eingleisige Eisenbahnbrücke über die Donau bei Sigmaringen im Bezirk der Reichsbahndirektion Stuttgart (Abb. 27 u. 28).

Der Stromüberbau der alten Brücke hatte Hauptträger mit ziemlich hoch liegenden gekrümmten Obergurten, die das schöne Landschaftsbild mit der hochragenden Burg störten. Für die neue Brücke sind, mit Rücksicht auf die sehr schöne Umgebung, niedrige Parallelträger mit gekreuzten Streben — wohl nach dem Vorbilde der neuen Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Meißen — gewählt worden. Die Träger laufen über drei Öffnungen ohne Gelenke durch. Die Stützweiten betragen 33—33,77—33,77 m. Baustoff St Si.

Abb. 29. Moselbrücke bei Bullay.

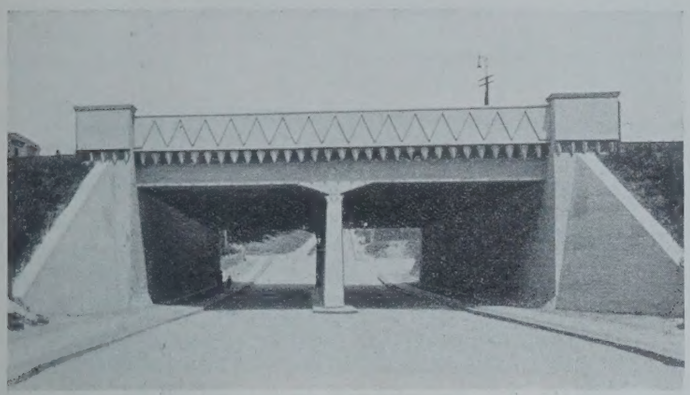


Abb. 32. Eisenbahnbrücke über die Wolgaster Straße in Stettin.

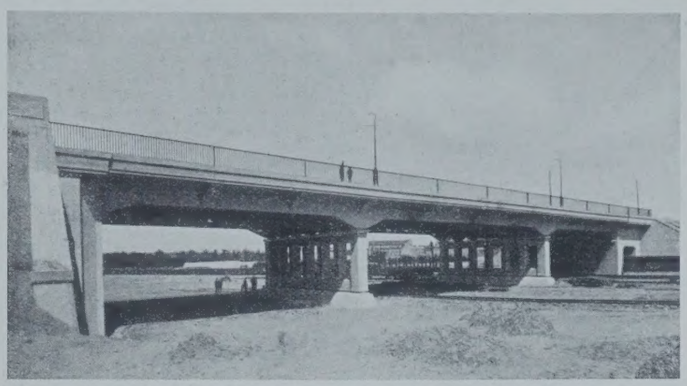


Abb. 31. Überführung der Krekower Straße in Stettin.

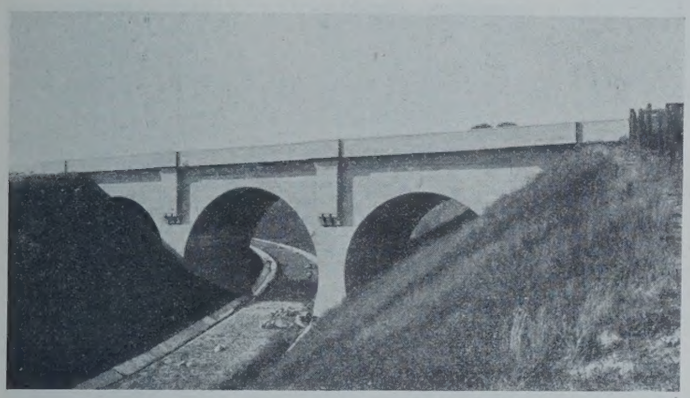


Abb. 33. Kreuzungsbauwerk im Zuge der Güterumgehungsbahn bei Stettin.

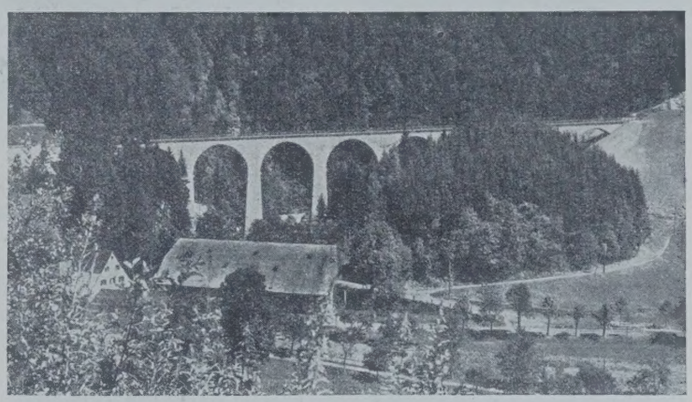


Abb. 35.
Ravennatalbrücke.

28. Vereinigte zweigleisige Eisenbahn- und Straßenbrücke über die Mosel bei Bullay im Bezirk der Reichsbahndirektion Trier (Abb. 29 u. 30).

Die Eisenbahn liegt oben, die Straße unten. Die Eisenbahn wird mit durchgehender Bettung auf Buckelplatten, die Straße mit Kleinpflaster auf Beton und Belageisen überführt (Abb. 30). Die Stromöffnung wird von einem parallelgurtigen Fachwerküberbau von 88 m Stützweite überbrückt. Die parallelgurtigen Fachwerküberbauten der fünf Flutöffnungen haben 35 m Stützweite. Außerdem sind noch zur Überbrückung der Einfahrt der Straße in die Brücke zwei Blechträgerüberbauten von 14 m Stützweite vorhanden. Die Fachwerküberbauten haben Hauptträger mit Unterteilung in der oberen Hälfte. Baustoff St Si.

Abb. 34. Tauberbrücke bei Weikersheim.

Abb. 36. Ravennatalbrücke.

Abb. 37. Enzviadukt bei Bietigheim.

An beweglichen Brücken, deren zu schwache Überbauten durch neue stärkere und mit modernen Bewegungsvorrichtungen ausgerüstete ersetzt wurden, seien genannt:

29. Die Drehbrücke über die Parnitz in Stettin im Bezirk der Reichsbahndirektion Stettin und

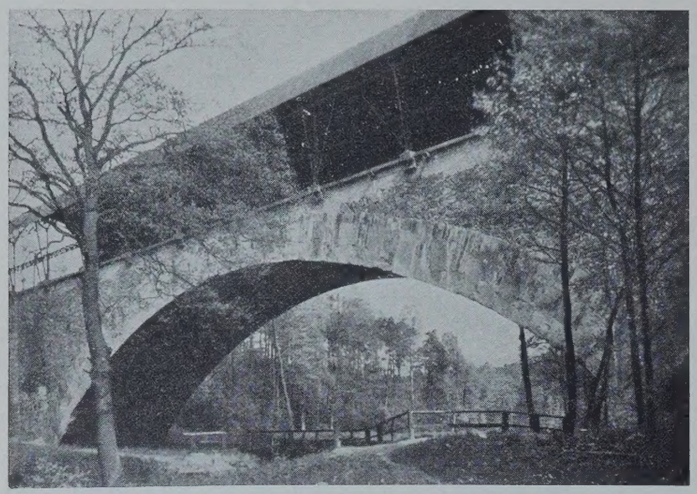


Abb. 38. Wölbbrücke über die Röder auf der Strecke Dresden—Görlitz

Abb. 40. Bahnsteighalle auf Bahnhof Münster.

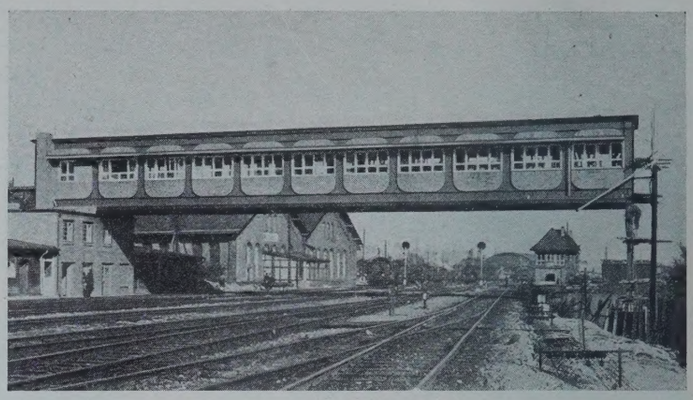


Abb. 39. Reiterstellwerk auf Bahnhof Münster.

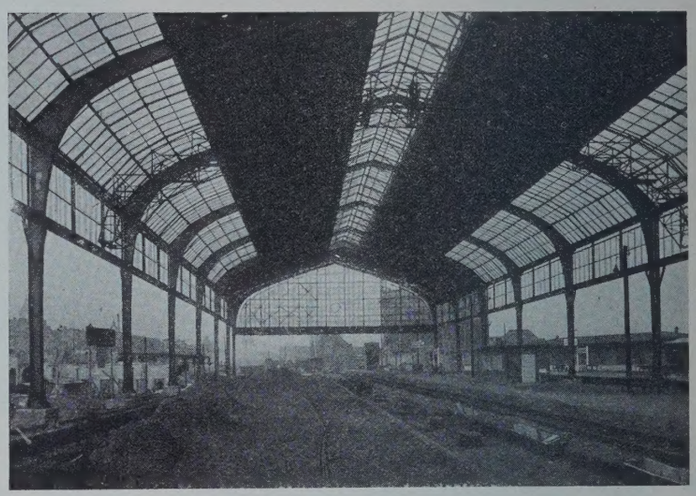


Abb. 42. Bahnhofshalle in Liegnitz.

30. die Drehbrücke bei Lietzow auf Rügen im Bezirk der Reichsbahndirektion Stettin.

Auch auf dem Gebiete der Brücken aus Stein und Beton ist im Jahre 1928 manches geleistet worden. Neue Brücken sind gebaut worden, viele ältere schwache Brücken sind verstärkt oder anderweitig wieder standsicher gemacht worden. Von diesen Ausführungen seien genannt:

31. Die Überführung der Krekower Straße in Stettin im Bezirk der Reichsbahndirektion in Stettin (Abb. 31).

Die drei Öffnungen sind mit durchlaufenden Eisenbetonplattenbalken von 17—25,5—17 m Stützweite überbrückt. Die Zwischenstützen sind Pendelrahmen aus Eisenbeton. Die Brücke sieht mit ihren schlichten, zweckmäßigen Formen ausgezeichnet aus.

32. Mehrgleisige Eisenbahnbrücke über die Wolgaster Straße in Stettin-Zabelsdorf im Bezirk der Reichsbahndirektion Stettin (Abb. 32).

Die in der Mitte der Straße angeordneten Eisenbetonstützen teilen die Unterführung in zwei Öffnungen, die von Eisenbetonplattenbalken von 7,5 m Stützweite überbrückt werden. Auch das Aussehen dieser Brücke ist recht befriedigend. Die einfachen Schmuckformen des Geländers und Gesimses wirken gut.

33. Zweigleisige Eisenbahnbrücke im Zuge der Güterumgehungsbahn bei Stettin im Bezirk der Reichsbahndirektion Stettin (Abb. 33).

Eine Mittelöffnung von 15 m Lichtweite und zwei Nebenöffnungen von 13 m Lichtweite. Die Gewölbe sind aus Eisenbeton, die Widerlager, Pfeiler und Stirnmauern aus Beton hergestellt.

34. Eingleisige Bahnbrücke über die Tauber bei Weikersheim im Bezirk der Reichsbahndirektion Stuttgart (Abb. 34).

Eine Hauptöffnung von 27,40 m Lichtweite und vier Nebenöffnungen von 2×15 m und $2 \times 14{,}66$ m Lichtweite. Die Gewölbe sind aus Eisenbeton, die anderen Bauteile aus Beton gebildet.

35. Eingleisige Eisenbahnbrücke über das Ravennatal im Schwarzwald im Bezirk der Reichsbahndirektion Karlsruhe (Abb. 35 u. 36).

Neun Öffnungen mit 20 m Lichtweite. Die Gewölbe sind aus Granitquadern hergestellt, die Pfeiler und Stirnmauern sind mit Granitsteinen verkleidet.

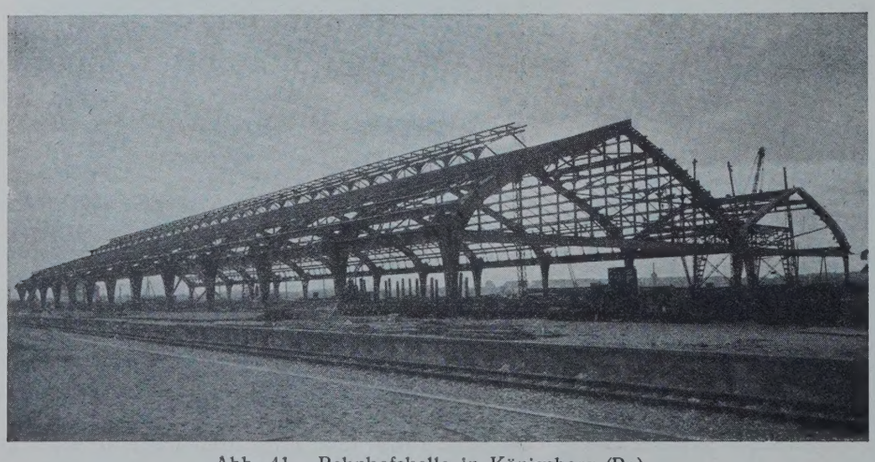


Abb. 41. Bahnhofshalle in Königsberg (Pr.).

36. Verstärkung der Bogen der Berliner Stadtbahn.

Im Jahre 1928 wurde eine größere Anzahl weiterer Bogen verstärkt. Besonders umfangreich waren die Arbeiten am Bahnhof Zoologischer Garten und am Bahnhof Jannowitz-Brücke. An letzterer Stelle mußten die neuen Sohlengewölbe auf Senkkasten gegründet werden.

37. Verstärkung der Pfeilerbahn in Hamburg.

Diese den Verstärkungen der Berliner Stadtbahnbogen ähnlichen Arbeiten wurden im Jahre 1928 mit Nachdruck gefördert.

38. Verstärkung des Enzviaduktes bei Bietigheim im Bezirk der Reichsbahndirektion Stuttgart (Abb. 37).

Dieses schöne, kühne aus dem Jahre 1856 stammende Bauwerk wurde durch Ausfüllen der Spargewölbe mit Beton und durch Einbau von einbetonierten I-Trägern,

die die Gewölbe im Scheitel vom Betriebe entlasten und ihre Auflager auf dem Füllbeton im Abstande von $^1/_6$ der Spannweite von den Kämpfern finden, für die einwandfreie Aufnahme der neuen schweren Betriebsmittel hergerichtet.

39. Verstärkung der Wölbbrücke über die Röder in km 832 + 23 der Strecke Dresden—Görlitz im Bezirk der Reichsbahndirektion Dresden (Abb. 38).

Das alte Gewölbe wurde durch ein untergezogenes, 34 m weit gespanntes Eisenbetongewölbe, das auf einer an das alte Gewölbe angehängten Rüstung hergestellt wurde, verstärkt. Die über der Brücke errichtete eiserne Bedachung diente dazu, von der Brücke, die keine Isolierschicht über dem Gewölbe besaß, das Wasser fernzuhalten. Am unabgedeckten Gewölbe hatten sich im Laufe der Zeit arge Zerstörungserscheinungen durch Wasser und Frost gezeigt.

Auch an Ingenieurhochbauten sind beachtenswerte Bauausführungen im Jahre 1928 zu verzeichnen, von denen folgende besonders erwähnt werden sollen:

40. Reiterstellwerk auf Bahnhof Münster (Abb. 39).

Die tragenden Teile sind zwei Rahmenträger in Flußstahl St 37. In den ausgemauerten Öffnungen zwischen den Pfosten liegen die Fenster. Der Rahmenträger ist hier die gegebene Trägerform, weil Streben die Fensteröffnungen störend überschneiden würden.

41. Bahnsteighalle auf Bahnhof Münster (Abb. 40).

Die zweistielige, aus St 37 hergestellte Halle zeigt ansprechende Formen und zweckmäßig angeordnete Belichtungsflächen im Dach. Diese sind auch bei seitlich offenen Hallen nötig, weil am Bahnsteig haltende Züge das Tageslicht seitlich von der Halle fernhalten.

42. Bahnhofshalle in Königsberg (Pr.) (Abb. 41).[1])

Der neue Personenbahnhof in Königsberg erhält eine Halle mit drei Schiffen, deren Stützweiten 37—43,55—37 m betragen. Bei dem in der Abbildung dargestellten Bauzustande sind erst das Mittelschiff und ein Seitenschiff errichtet. In der Form der Binder und der Bedachung ähnelt die neue Halle der Bahnhofshalle auf Bahnhof Friedrichstraße in Berlin. Baustoff der Binder St 48, im übrigen St 37. Um die Halle bequem nachsehen und gut unterhalten zu können, wird in jedem Schiff ein sich der Form der Binder anschmiegender Besichtigungswagen angeordnet. Dieser läuft auf Längsträgern, die an den Bindern angeschlossen sind, und bestreicht die ganze Halle in der Längsrichtung.

43. Bahnhofshalle in Liegnitz (Abb. 42).

Die Halle erhält ein großes Mittelschiff von 35,5 m Spannweite und zwei kleine, niedrige Seitenschiffe von 10,10 und 9,34 m Stützweite. Die Form der Binder ist der der Binder der Königsberger Halle (Abb. 41) ähnlich. Auch ist ein ähnlicher Besichtigungswagen wie bei der Königsberger Halle angeordnet. Er ist aus der Abbildung gut zu ersehen. Baustoff für die Binder St Si, sonst St 37.

44. Bahnhofshalle auf dem Schlesischen Bahnhof in Berlin.

Auch die letzten sechs alten Binder sind im Jahre 1928 durch neue ersetzt worden. Vergl. „Die Bautechnik“ 1927, Heft 1, S. 6.

45. Lokomotivschuppen auf dem Bahnhof Breslau-Ost (Abb. 43).

Die Binder sind über zwei Hallen durchlaufende Dreigelenkbogen mit 27,5 m Stützweite. Baustoff St 37.

46. Lokomotivschuppen auf Bahnhof Horb im Bezirk der Reichsbahndirektion Stuttgart (Abb. 44).

Die 25,41 m weit gestützten Fachwerkbinder sind in neuzeitlicher Holzbauweise ausgeführt. Die Oberlichter sind in zweckentsprechender Weise senkrecht angeordnet.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1928, Heft 45 u. f.

Abb. 43. Lokomotivschuppen auf dem Bahnhof Breslau-Ost.

Im Jahre 1928 sind im ganzen in Brücken und Ingenieurhochbauten 30116 t St 37, 7413 t St 48 und 7122 t St Si eingebaut worden.

Zur Erlangung von Entwürfen ganz allgemeiner Art für die geplanten drei Rheinbrücken bei Ludwigshafen—Mannheim, Maxau und Speyer hat die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft einen Skizzenwettbewerb unter deutschen Ingenieuren und Architekten öffentlich ausgeschrieben. Für die

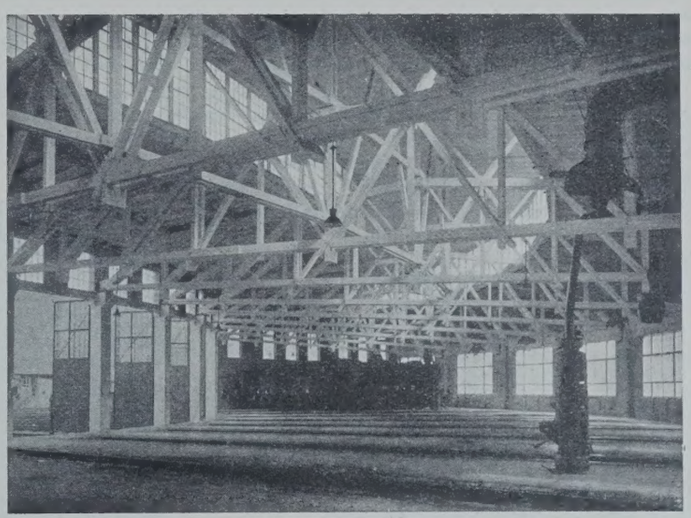


Abb. 44. Lokomotivschuppen auf Bahnhof Horb.

Brücke bei Ludwigshafen—Mannheim sind 138 Entwürfe, für die Brücke bei Maxau 124 Entwürfe und für die Brücke bei Speyer 125 Entwürfe eingegangen. Der Wettbewerb für die an erster Stelle genannte Brücke ist bereits entschieden worden.[2]) Die Entscheidung über den Wettbewerb für die beiden anderen Brücken ist in den ersten Monaten dieses Jahres zu erwarten. Über das Ergebnis des Wettbewerbes wird demnächst in dieser Zeitschrift eingehend berichtet werden.

[2]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1928, S. 844.

Alle Rechte vorbehalten.

Die internationale Hängebrücke über den Detroit-Fluß.

Von **H. G. Schwegler**, Detroit, U. S. A.

An dem einen Ufer des Detroit-Flusses liegt das kanadische Windsor, an dem anderen das amerikanische Detroit, beides Städte mit starker Industrieentfaltung. Täglich kommen von Kanada Tausende in die Werkstätten Detroits, und Tausende fahren über den Fluß in die Industriewerke von Windsor, unter denen die Fordwerke von Kanada die bedeutendsten sind.

Daneben besteht ein reger Autoverkehr vom Westen (Chicago) nach den Niagarafällen, Buffalo und New York. Für diesen Verkehr, der seither südlich von Detroit ging, würde der Weg über Detroit und die kanadische Provinz Ontario eine wesentliche Zeitersparnis bedeuten (Abb. 1). — So war es natürlich, daß der Wunsch nach einer besseren Verbindung, als der durch Fähren, schon lange lebhaft war. Im Juli 1927 bildete sich die „Detroit International Bridge Co.“ und die „Canadian Transit Co.“, die die Finanzierung der zu erbauenden Brücke in die Hand nahmen und durch Herausgabe von Aktien die Mittel zum Bau schufen. Die Aktien waren von Industriegruppen und dem Publikum in wenigen Tagen voll gekauft.

Abb. 2 ist eine allgemeine Ansicht der Brücke. Ihre wichtigsten Abmessungen sind: Gesamte Länge 1,1 km mit einem aufgehängten Teil von 555 m. Das ist 100 m länger als die im Jahre 1927 fertiggestellte Hängebrücke Philadelphia—Camden,[1]) und die hier beschriebene Brücke

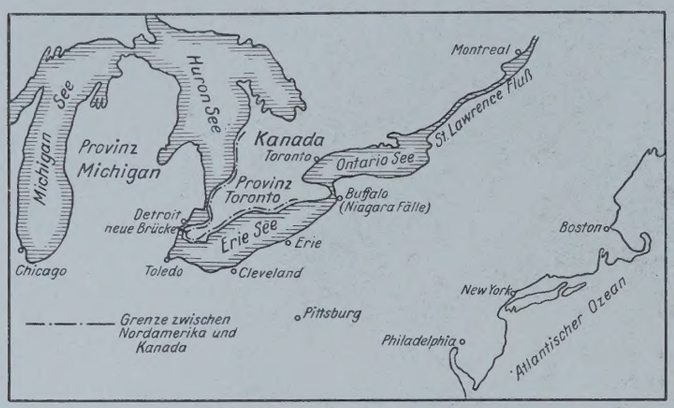


Abb. 1.

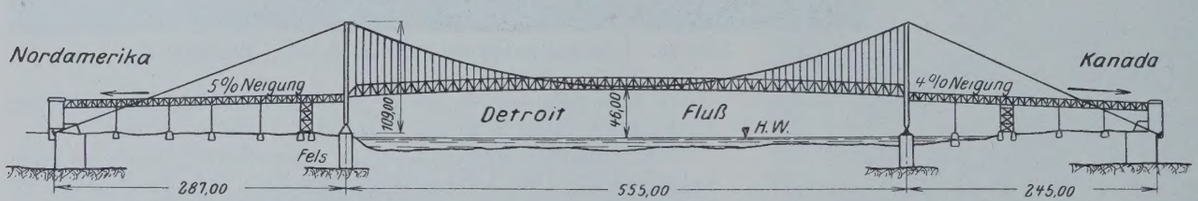


Abb. 2.

wird also für kurze Zeit die längste Hängebrücke der Welt sein; ich sage „für kurze Zeit", weil sie von der jetzt in der Gründung befindlichen Hudsonbrücke, die einen freihängenden Teil von mehr als 1 km Länge hat, weit überholt wird.

Breite der Fahrbahn 14,10 m zuzüglich eines Fußgängersteges von 2,40 m auf der Westseite. Abb. 3 gibt einen Querschnitt durch die Fahrbahn. Höhe der Türme 109 m über Wasserspiegel.

Die Durchfahrthöhe für Schiffe wurde von der amerikanischen Regierung vorgeschrieben und beträgt 46 m.

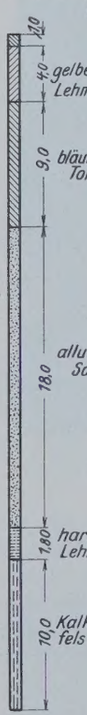


Abb. 4.

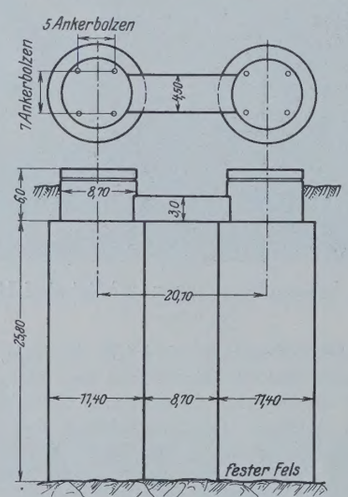


Abb. 5.

Der Durchmesser der Kabel ist in fertigem Zustande 53½ cm. Die Kabel hängen in der Mitte der Brücke bis zu 1 m der Fahrbahndecke nahe, an den Türmen sind sie 66 m über der Fahrbahn. Obwohl diese Aufhängung länger ist als die in Philadelphia—Camden, sind die Kabel wesentlich leichter, weil für diese Brücke nicht mit den schweren Lastwagen wie dort gerechnet wurde. Die Detroit-Windsor-Brücke ist nur für Personenautoverkehr bestimmt, und bei dem Befahren der Brücke muß eine Abgabe entrichtet werden.

Die Annäherungsrampen führen auf beiden Seiten tief in das Stadtgebiet hinein. Auf der Detroit-Seite überbrückt die Eisenkonstruktion eine Reihe Fabrik- und Häuserblocks, und auf beiden Ufern fallen viele Gebäude der Brücke zum Opfer.

Das Gewicht der gesamten Eisenkonstruktion beträgt rd. 30000 t.

Wir teilen nunmehr einiges über die eigentlichen Bauarbeiten der Brücke mit.

Gründung der Turmpfeiler und Verankerungswiderlager der Kabel. Wie Abb. 4 zeigt, besteht der Untergrund in den oberen Lagen aus Lehm und Ton, dann folgt alluvialer Sand. Kalkfels wird in der Detroiter Gegend in etwa 45 m Tiefe angetroffen. Er ist allerdings etwas öl- und wasserführend, bei Probelöchern machte sich sogar Schwefelgeruch bemerkbar.

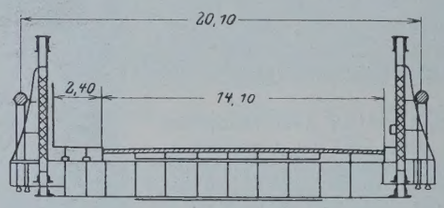


Abb. 3.

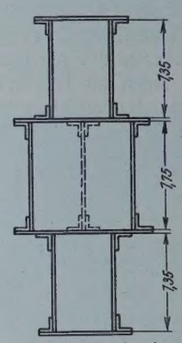


Abb. 6.

Die Gründung dieser Pfeiler und Widerlager der Kabel geschah mittels eiserner Senkkasten. Bis zu der Tiefe, wo harter Lehm ansteht, war es möglich, die Senkkasten durch Ausheben in offenem Schacht tiefzubringen. Für die unteren 15 m jedoch mußte unter Luftdruck gearbeitet werden. Dabei wurden die Senkkastenkammern zeitweilig luftleer gemacht, und bei dem jetzt vorhandenen äußeren Überdruck drückte sich der Senkkasten von selbst tiefer.

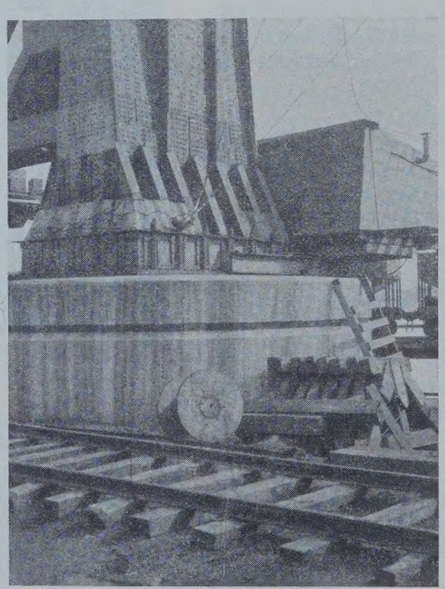


Abb. 7. Betonpfeiler und Säulenfuß auf der amerikanischen Seite.

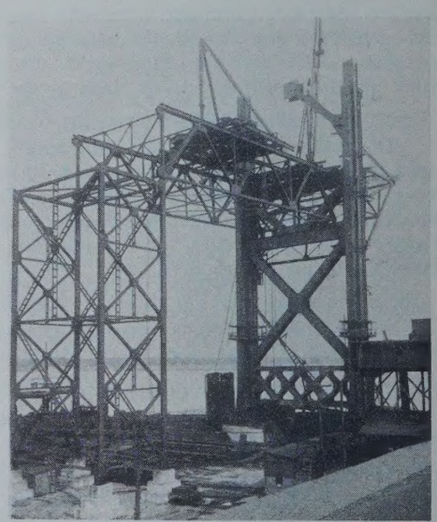


Abb. 8. Eisenkonstruktion des Hauptturms auf der amerikanischen Seite bis Fahrbahnhöhe fertiggestellt. Links die ersten Fahrbahnträger mit Unterstützung.

Jeder der beiden Eckpfosten eines Turmes ruht auf einem gesonderten Betonkasten. Dieser ist ein Hohlzylinder mit einem äußeren Durchmesser von 11,4 m und einer Wandstärke von 3 m. Etwas unter der Wasseroberfläche ist auf die beiden Zylinder eine 6 m hohe Kappe betoniert. Die beiden Kappen sind dann noch wagerecht durch einen 3 m hohen Eisenbetonbalken verbunden. Balken und Kappe sind reichlich bewehrt, doch ist die Bewehrung statisch nicht erforderlich (Abb. 5).

Die Verankerungswiderlager für die Kabel bestehen aus je einem in der Linie der Kabel angeordneten Betonblock, 30 m lang und 6,75 m quer zur Brücke. Sie sind wie die Unterstützungen der Haupttürme 30 m tief auf den festen Fels hinuntergeführt. Zwischen diesen Längsblöcken ist ein

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1926, Heft 41, 55; 1927, Hefte 28 u. 37.

Abb. 9. Kanadischer Hauptturm im Bau. Im Hintergrunde das amerikanische Ufer.

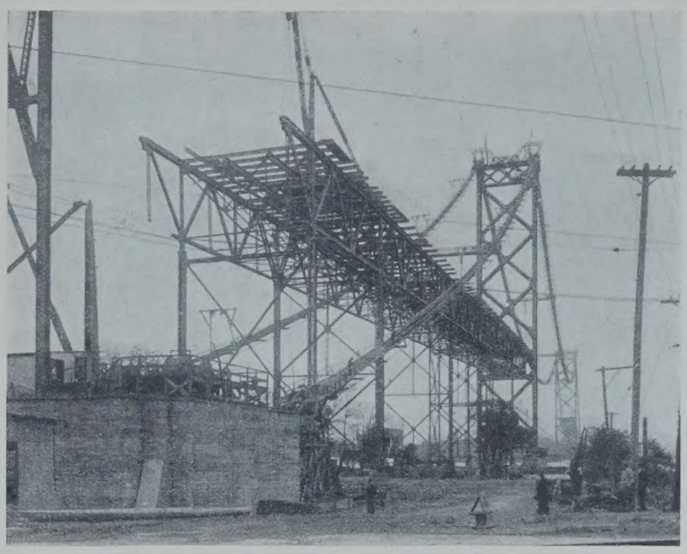


Abb. 10. Hauptturm, Fußstege, Eisenkonstruktion der Fahrbahn und Verankerungswiderlager auf der kanadischen Seite.

Querblock, 29 m breit und 10,80 m tief. In diesen Querblock sind die Augeneisen für die Verankerung der Kabel einbetoniert (s. Abb. 11).

Die Fundamente für die Eisenkonstruktion der Anschlußrampen wurden in offener Baugrube ausgehoben, teilweise auf Holzpfähle gestellt oder bei besserem Baugrund mit genügender Breite ausgeführt.

An diesen Gründungsarbeiten wurden etwa 600 Mann in abwechselnder Schicht von Oktober 1927 bis März 1928 beschäftigt.

Eisenkonstruktion der Türme. Jeder Hauptturm besteht aus zwei Eckpfosten, 20,1 m entfernt, mit dazwischen diagonal und wagerecht angeordneten Versteifungen. Höhe des Turmes von Fundamentoberkante bis zum Kabel 109 m.

Den aus Blechen und Winkeln zellenartig zusammengesetzten Querschnitt der Eckpfosten der Haupttürme zeigt Abb. 6. Die mittlere Zelle geht mit demselben Querschnitt bis unter den Sattel durch; die Länge ihres Stehbleches in der Linie der Brücke ist 1,75 m, rechtwinklig dazu 2,15 m. An diese Querbleche sind die diagonalen Glieder angeschlossen. Die äußeren Zellen des Querschnitts, die am Fuße in der Linie der Brücke 1,60 m lang sind, verjüngen sich nach oben bis zu 0,55 m. Abb. 7 zeigt die Ausbildung des Fußes der Eckpfosten. Die Deckplatten der beiden Außenzellen sind mit ihren Winkeln soweit auseinandergezogen, daß sie einen fast ebenso großen Querschnitt wie die mittlere Zelle haben. Jede Ecksäule ist mit 24 Ankerbolzen durch die 10 cm starke Fußplatte hindurch im Beton verankert.

Der diagonale Verband der Haupttürme besteht aus zwei gegeneinandergestellten ⊏-Profilen mit einem 1,50 m hohen Stehblech. Außerdem ist, wie Abb. 10 zeigt, am Fuße, in der Höhe der Fahrbahn und am Kopfe der Türme ein fachwerkartig ausgebildeter Versteifungsträger angeordnet.

Wie schon früher erwähnt, wurde die Montage der Haupttürme mittels einer an den Eckpfosten befestigten, lotrecht verschiebbaren und in jeder Lage feststellbaren Bühne durchgeführt.

Beachtenswert ist die Ausbildung der Sättel für die Auflagerung der Kabel. Da die Verankerungskabel zwischen Turmspitze und Verankerung während der Zeit, in der sie gesponnen werden, durchhängen müssen, verursacht dies eine zeitweilig exzentrische Reaktion und bedingt eine exzentrische Lage der Sättel. Dem wurde dadurch Rechnung getragen, daß man an die Eckpfosten auf der den Ufern zugewandten Seite je zwei Konsolen annietete und auf diese den Sattel exzentrisch setzte. Beim Fortschreiten der Montage des aufgehängten Brückenteils strecken sich die Außenkabel gerade, und die Sättel werden mit Winden aus der exzentrischen in die zentrische Lage hinübergerollt. Die Konsolen sind dann überflüssig und werden abgebrannt.

Das Material für die Eckpfosten der Haupttürme ist Siliziumstahl, die Querversteifungen und die Fußplatte sind aus gewöhnlichem Kohlenstoffstahl.

Eisenkonstruktion der Anschlußbrücken. Die Tiefe, in der der Fels ansteht, veranlaßte dazu, die Fahrbahn der Anschlußbrücken nicht aufzuhängen, sondern auf besondere, flach gegründete Fundamente zu stellen. Eine Aufhängung der Fahrbahn, wie sie z. B. bei der Brücke Philadelphia—Camden ausgeführt ist, hätte bei der tiefen Lage des tragfähigen Bodens zu einer kostspieligen Verankerung der Kabel geführt.

Die Strecke der Fahrbahn zwischen Turm und Verankerung (rd. 250 m) wird durch 80 cm hohe I-Träger innen und Fachwerkträger außen etwa alle 50 m unterstützt. Diese Unterstützungen bestehen aus zwei Eckpfosten mit leichten diagonalen Füllgliedern, eine davon ist turmartig ausgebildet, um die Brücke in der Längsrichtung auszusteifen (s. Abb. 10). Auf der Strecke zwischen Verankerung und Anfang bezw. Ende der Brücke ruht die Fahrbahn auf in 1,80 m Entfernung liegenden Querträgern. Diese kragen über die sie stützenden Längsträger auf beiden Seiten beträchtlich aus, um — innerhalb der Stadt — an Raum für die Stützen zu sparen.

Die Hilfskabel und Fußstege für das Spinnen der Kabel. Am 8. August 1928 wurde unter großen Feierlichkeiten das erste Hilfskabel vom Flußbett, wohin es zuerst gelegt wurde, herauf und über die Türme gewunden. Auf jeder

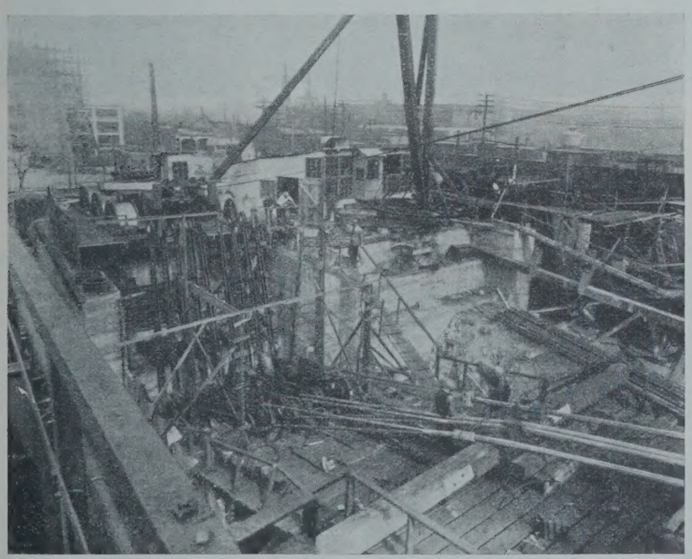


Abb. 11. Verankerungswiderlager auf der amerikanischen Seite. Im Hintergrunde links ein Betonwiderlager der Brücke in Schalung. Links im Vordergrunde Rollen eingebaut mit Draht für das Spinnen der Kabel, Augeneisen und die ersten Kabelbündel.

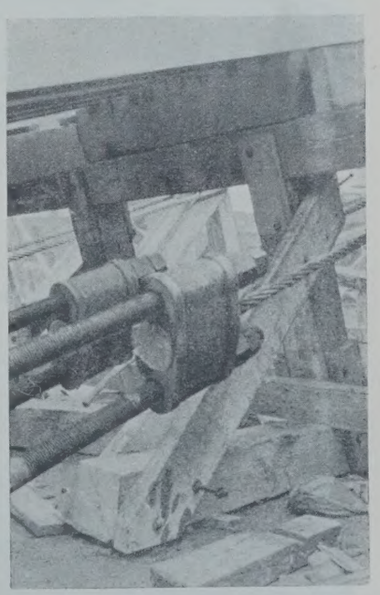


Abb. 12. Die Bolzen, in die die Hilfskabel, die den Fußsteg tragen, verankert sind. Die Enden der Bolzen sind an die Augeneisen angeschlossen.

Abb. 13. Die amerikanische Hauptturmspitze zeigt vorzüglich oberen Versteifungsträger, Materialschuppen, links vier Bündel Kabel, oben links den Sattel und darüber die Holzböcke, unter denen das endlose Seil hängt. Rechts oben ein Spinnrad.

Seite unter den künftigen Kabeln wurden dann zweimal zwei Behelfskabel aufgelegt (Durchmesser $5^1/_2$ cm). Den Anschluß eines solchen Hilfskabels an den Ankerbolzen zeigt Abb. 12. Auf den vier Hilfskabeln auf jeder Seite wurde sodann von beiden Ufern aus der Fußsteg, der aus Kanthölzern mit daraufgenagelten Brettern besteht, stückweise vorgestreckt. Einen Teil des Fußsteges zog man zur Turmspitze und ließ ihn heruntergleiten. Die Befestigung mit den Kabeln besteht aus einem U-förmigen Stück Rundeisen, welches — das Kabel umfassend — von unten her alle paar Meter in das Längskantholz geschlagen ist. Breite des Fußsteges 1,50 m.

Das Begehen des Fußsteges ist, solange kein Geländer da ist, nicht ungefährlich, besonders am steilen Aufstieg von der Verankerung zum Hauptturm. Abb. 13 zeigt jedoch, daß sich die Brückenbauer inzwischen schon wohnlicher eingerichtet haben.

Zwischen den Längsstegen sind verschiedene Querverbindungswege angebracht. Unter den lotrechten Holzböcken, die in Abb. 13 zu sehen sind, läuft das endlose Seil, an dem das Spinnrad hängt. Auf der rechten Turmecke der Abb. 13 ist auch schon das Spinnrad zu sehen, das da oben in luftiger Höhe sich dreht. Bemerkenswert ist auch noch der massive Aufenthalts- und Materialschuppen, der zeigt, welch strategischer Punkt die Turmspitze im Hängebrückenbau ist.

Über das Spinnen der Kabel wird später berichtet.

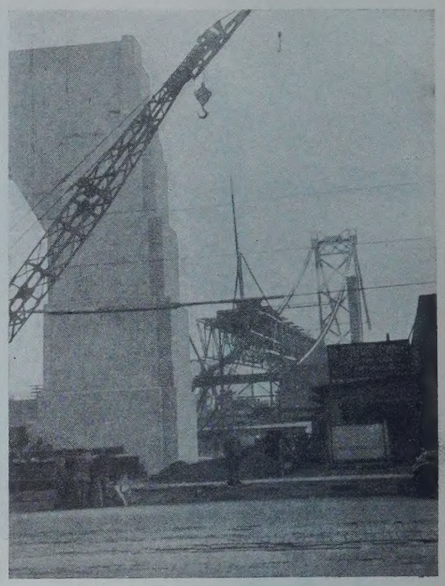


Abb. 14. Im Vordergrunde Teil eines Betonwiderlagers der Brücke für das Überschreiten einer Verkehrsstraße.

Vermischtes.

Vom Bau der „Pancevobrücke" über die Donau bei Belgrad. Im Anschluß an die in der „Bautechnik" 1927, Heft 36, gebrachte Mitteilung über obige Brücke geben wir nachstehend weitere Angaben über den Baufortschritt bis Anfang Dezember 1928. Um die Mitte des Jahres 1927 waren die Entwurfarbeiten so weit gediehen, daß mit der Einrichtung der Baustelle begonnen werden konnte.

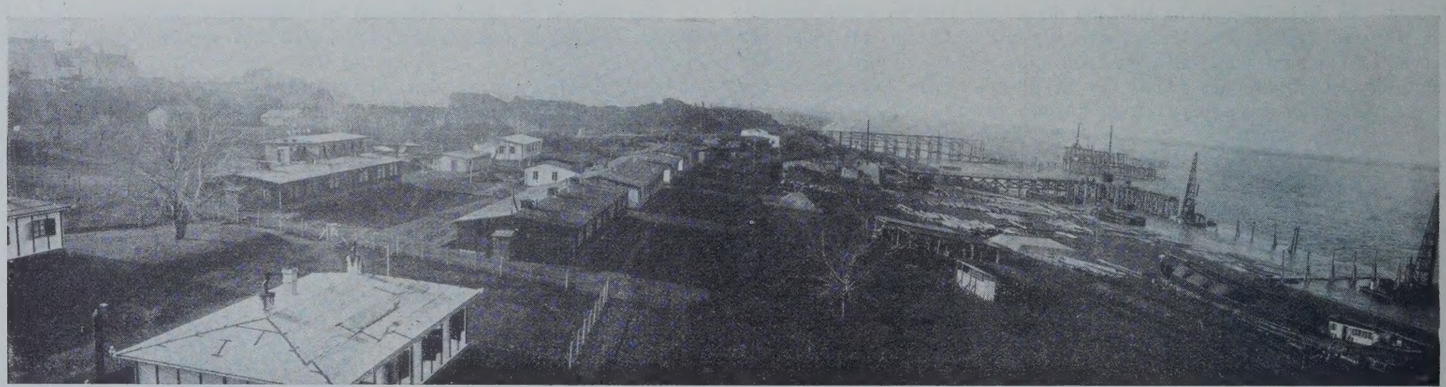


Abb. 1. Stand der Arbeiten im Januar 1928.

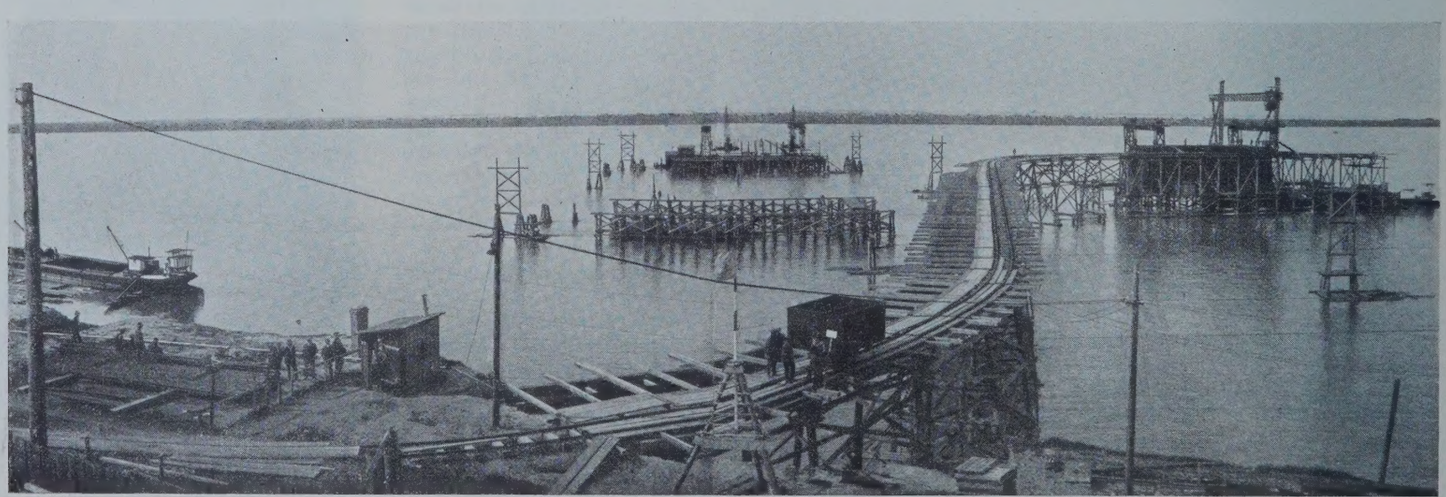


Abb. 2. Senkkasten-Montagegerüst und Entladestation in der Donau mit Transportsteg zum Lagerplatz am Belgrader Ufer.

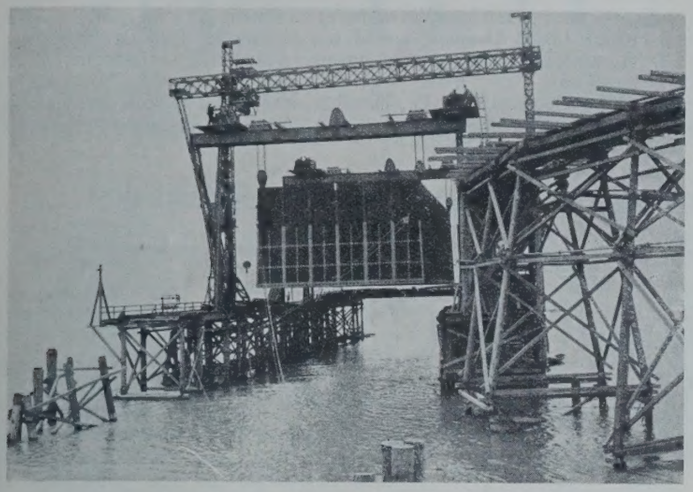


Abb. 3. Das Zuwasserlassen des ersten Senkkastens Anfang Mai 1928.

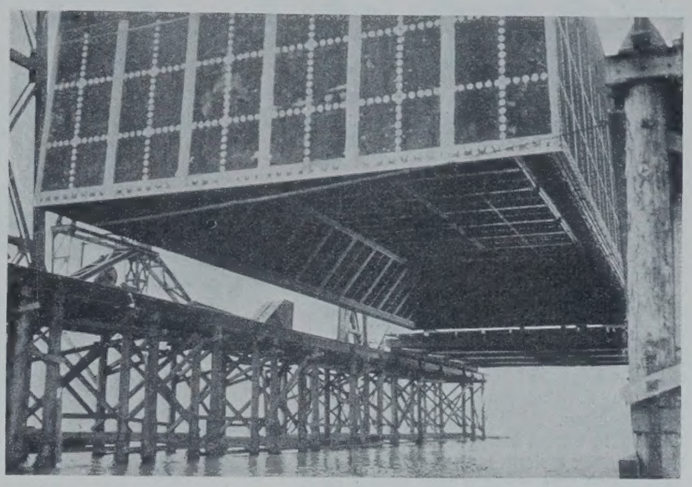


Abb. 4. Schneiden und künftige Arbeitskammer des in den Absenkböcken hängenden Senkkastens.

Abb. 5. Baustelle vom Wasser aus gesehen mit Stand der Arbeiten im Juli 1928.

Abb. 1 zeigt den Stand der Arbeiten im Januar 1928. Bis dahin wurden nach Planierung des Geländes die Gebäude für die elektrische Zentrale, Reparaturwerkstatt, Magazine, Geschäftsräume, Beamten- und Arbeiterwohnungen usw. errichtet; weiterhin die Anlegestellen für die die Baustoffe heranbringenden Schiffe sowie das Senkkasten-Montagegerüst. Dieses befindet sich in der Donau, etwa 180 m vom Ufer entfernt und ist mit dem Lagerplatz am Ufer durch einen Transportsteg verbunden, wie aus Abb. 2 ersichtlich.

Das Senkkasten-Montagegerüst dient zugleich als Entladestation für die ankommenden Schlepps, die alle Baustoffe ab Regensburg auf der Donau heranbringen. Ein elektrisch betriebener fahrbarer Bockkran von 18 t Tragfähigkeit besorgt das Überladen der Teile auf Transportwagen, die mittels Lokomotivbetriebes das Material auf Schmalspurgleisen zur Verwendungsstelle bringen.

Die Senkkasten selbst werden auf einer fahrbaren Bühne innerhalb des Gerüstes zusammengebaut. Nach Fertigstellung wird der Senkkasten von zwei kräftigen Windenböcken angehoben und, nachdem die Montagebühne fortgerollt ist, zu Wasser gelassen.

Abb. 3 zeigt das Absenken des ersten Senkkastens, das Anfang Mai 1928 stattfand. Aus Abb. 4 sind die Schneiden und die künftige Arbeitskammer des in den Absenkböcken hängenden Senkkastens ersichtlich; Abb. 5 zeigt die Baustelle, vom Wasser aus gesehen, mit Stand der Arbeiten vom Juli 1928. Inzwischen sind vier weitere Senkkasten auf der Baustelle fertiggestellt worden.

An den Pfeilern selbst arbeitet die Tiefbauunternehmung so flott, daß Anfang Dezember 1928 zwei Pfeiler fertiggestellt und die Gründungsarbeiten an zwei weiteren Pfeilern beendet waren. In den Monaten August bis November 1928 wurden die Brückenkonstruktionsteile für zwei Überbauten zur Baustelle geschafft und daselbst verlagert.

Im Frühjahr d. Js. wird mit der Montage der eisernen Überbauten auf festen Gerüsten begonnen. Es sind Vorkehrungen getroffen, die es ermöglichen, drei Überbauten aufzustellen, vorausgesetzt, daß es die Witterungsverhältnisse zulassen. Über die Art und den Verlauf der Montagearbeiten werden wir noch besonders berichten.

Prof. Konrad Pressel †. Der Altmeister des Tunnelbaues, Herr Geh. Baurat Dr. phil. h. c. Konrad Pressel, Prof. an der Technischen Hochschule München, wurde am 20. Januar während eines Spazierganges vom Schlage getroffen, von dem er das Bewußtsein nicht wieder erlangte. Der Verstorbene, der zu den bedeutendsten Trägern persönlicher Tunnelbauerfahrungen zählte, hat ein Alter von fast 72 Jahren erreicht und war auch Mitarbeiter der „Bautechnik" (1926, Heft 9 und 12, 1927, Heft 54, S. 795). Seine letzte, erst vor kurzem erschienene Arbeit befaßte sich mit der experimentellen Vorausbestimmung der Gesteintemperatur in Gebirgstunneln und verdient größte Beachtung in Fachkreisen. Marquardt.

Die Erweiterungsbauten des Hafens von Dordrecht. Nach einem Bericht in The Dock and Harbour Authority Nr. 95 vom September 1928 soll die Verbindung des Hafens von Dordrecht mit der See, um Seeschiffen den unmittelbaren Zugang zum Hafen zu ermöglichen, ausgebaut werden durch Vertiefung der alten Maas, die bei Rozenburg in den Seeschiffahrtsweg von Rotterdam einmündet. Die bisherige Tiefe von 6,5 m dieser Verbindung soll bis zum Jahre 1929 auf 8,5 m erhöht werden. Die beiden, die alte Maas überspannenden Brücken von Barendiegt und

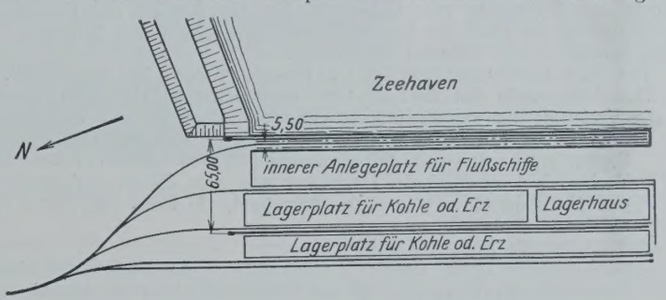


Abb. 1.

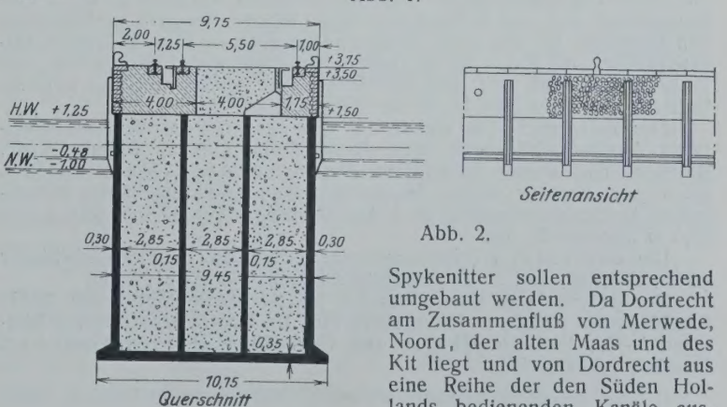


Abb. 2.

Spykenitter sollen entsprechend umgebaut werden. Da Dordrecht am Zusammenfluß von Merwede, Noord, der alten Maas und des Kit liegt und von Dordrecht aus eine Reihe der den Süden Hollands bedienenden Kanäle aus-

gehen, erhofft man von den geplanten Verbesserungen eine wesentliche Hebung des Warenverkehrs, insbesondere auch von Deutschland her. Gleichzeitig wird ein neuer Kai errichtet, der hauptsächlich dem Umschlag von Kohlen, Erz und Kali dienen soll. Der Kai besteht aus dem eigentlichen Lagerplatz und einem in 25 m Abstand von ihm im Hafen angeordneten Damm, der in erster Linie als Fahrdamm für die Verladeeinrichtungen dient, aber auch mit einem Schienenstrang versehen ist. Kai und Fahrdamm werden aus Eisenbetonschwimmkasten von 40 m Länge errichtet. Die Schwimmkasten sind durch Schotten in je drei Abteilungen geteilt, werden mit Sand gefüllt und erhalten durchgehende Fahrbahnen für die Verladeeinrichtungen. Die Schwimmkasten werden in einem besonders hergestellten Trockendock errichtet, in das die Formen eingebracht werden, die von einem fahrbaren Brückenkran aus mit Beton gefüllt werden. Der Schlammgrund des Hafens wird an den entsprechenden Stellen bis auf den tragenden Boden in einer Tiefe von 12 bis 18 m ausgebaggert und die Baggerrinne mit Sand aufgefüllt. Die Schwimmkasten werden dann mit Wasser gefüllt und auf das Sandbett abgesenkt. Der Fahrdamm erhält eine Breite von 9,75 m. Die zu seiner Errichtung verwendeten Schwimmkasten sind 13,75 m hoch, bei einer normalen Wassertiefe von 9 m (Abb. 1 u. 2).

Die Gesamtfläche des Lagerkais soll 20000 m² betragen zur Lagerung von 25000 t Kohle oder 40000 t Erz. Er erhält vier Schienenstränge und an seinem einen, dem Hafen zugekehrten Ende ein Lagerhaus von 80×22,5 m Grundfläche.

Als Verladeeinrichtungen sollen vier Verladebrücken mit je einer Laufkatze und zwei elektrische Portaldrehkrane verwendet werden. Die vier Verladebrücken laufen mit je einer Fahrstütze auf dem Fahrdamm und in der Mitte des Lagerkais. Der Abstand der Fahrstützen beträgt 65 m. Der hafenseitige Brückenausleger ist 30 m lang und hochklappbar, der kaiseitige Ausleger fest und 18,10 m lang. Die Laufkatze der Brücken trägt einen Drehkran von 10 t Tragfähigkeit. Die Fahrgeschwindigkeit der Brücke beträgt bei Gegenwind mit 15 kg/m² Winddruck und voller Last 1 m/sek. Die Laufkatzengeschwindigkeit beträgt 2,5 m/sek, und ihr Drehkran führt 2,5 Umdrehungen/min bei voller Last aus. Die Verladeleistung beträgt 250 t/h. Die elektrischen Portaldrehkrane werden mit einem heb- und senkbaren Ausleger gebaut, dessen größte Ausladung 31 m beträgt. Die Tragfähigkeit ist bei 15 m Ausladung 5 t, bei 31 m Ausladung 3 t (Abb. 3). — Die besondere Ausbildung der Anlage gestattet, daß gleichzeitig vier nebeneinanderliegende Schiffe, je zwei auf jeder Seite des Kranfahrdamms, bedient werden können. Schm.

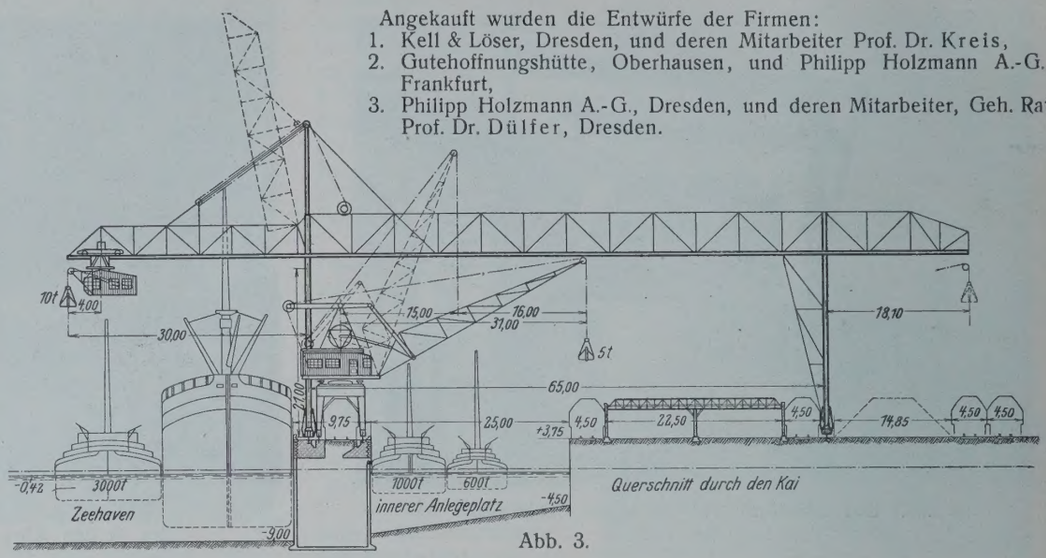


Abb. 3.

Wettbewerb Freihafen Barcelona. In dem internationalen Wettbewerb zur Erlangung von Entwürfen für den Ausbau des Freihafens von Barcelona ist jetzt die Entscheidung des Preisgerichts gefallen. Es waren im ganzen 56 Arbeiten eingereicht.

Ein Preis im Betrage von 100 000 Pesetas wurde nicht ausgezahlt.

Das Preisgericht hat statt dessen einen Betrag von 130 000 Pesetas an die Verfasser der vier besten Arbeiten verteilt, und zwar wurde

dem Entwurf der Siemens-Bauunion G. m. b. H., Komm.-Ges., Berlin, zusammen mit den Professoren Blum und Franzius der Technischen Hochschule Hannover und der Sociedad Metropolitana de Construccion, Barcelona, ein Preis von 30 000 Pesetas zuerkannt.

Auf deutsche Entwürfe entfielen ferner

ein Preis von 15 000 Pesetas auf den Entwurf des Professors Ludwig Leichtweiß, Braunschweig, und Heinrich Butzer, Dortmund, und je ein Preis von 10 000 Pesetas auf die Entwürfe der Ingenieure M. Wiig, Berlin, und Baumann, Stuttgart.

Wettbewerb Straßenbrücke über die Elbe in Meißen.[1]) Das Sächsische Finanzministerium hatte im Juli 1928 unter sechs Eisenbrückenbauanstalten und acht Tiefbaufirmen einen Ideenwettbewerb zur Erlangung von Entwürfen für eine neue Straßenbrücke über die Elbe in Meißen ausgeschrieben. Als Preise für die besten Lösungen waren vorgesehen: drei Preise von je 5000, 3000 und 2000 R.-M., zum Ankauf von drei weiteren Entwürfen standen 3000 R.-M. zur Verfügung.

Das Preisgericht hat einstimmig den ersten Preis der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, Werk Gustavsburg, Grün & Bilfinger A.-G., Dresden, und deren Mitarbeitern Baudirektor Abel, Köln, und Prof. Dr. Beyer, Dresden, erteilt. Der preisgekrönte Entwurf stellt eine Balkenbrücke in Eisenkonstruktion über drei Öffnungen von 52,5 m, 60,6 m und 52,5 m Spannweite dar.

Den zweiten Preis (Massivbauweise) erhielt die Fa. Grün & Bilfinger A.-G., Dresden, und deren Mitarbeiter Baudirektor Abel, Köln.

Der dritte Preis wurde der Fa. Mitteldeutsche Stahlwerke A.-G., Lauchhammer, und deren Mitarbeitern Prof. Dr. Kreis, Dyckerhoff & Widmann A.-G., Prof. Dr. Gehler und Geh. Hofrat Prof. Dr. Genzmer, Dresden, zugesprochen.

[1]) Über diesen Wettbewerb wird die „Bautechnik" demnächst einen eingehenden Bericht aus der Feder des Herrn Ministerialrat Dr.-Ing. ehr. Sorger bringen.

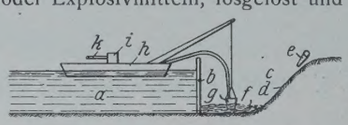
Angekauft wurden die Entwürfe der Firmen:

1. Kell & Löser, Dresden, und deren Mitarbeiter Prof. Dr. Kreis,
2. Gutehoffnungshütte, Oberhausen, und Philipp Holzmann A.-G., Frankfurt,
3. Philipp Holzmann A.-G., Dresden, und deren Mitarbeiter, Geh. Rat Prof. Dr. Dülfer, Dresden.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Verfahren und Vorrichtung zur Herstellung von Kanälen. (Kl. 84a, Nr. 450078 vom 20. 8. 25, von Dr.-Ing. Viktor Brünig in Berlin-Grunewald.) Um die Entfernung des Erdreiches überall durch Spritzwasser zu bewirken und die bisher üblichen Grabvorrichtungen entbehrlich zu machen, wird die Arbeitsstelle für den auszuschachtenden Teil des Kanals von dem anderen, bereits fertigen Kanalteil oder dem Teil, in oder auf dem die Vorrichtungen zur Abtrennung und Weiterbeförderung des Erdreichs aufgestellt sind, getrennt. Das abzutrennende Erdreich wird nun durch Druckwasser, gegebenenfalls unter Anwendung von mechanischen oder Explosivmitteln, losgelöst und die losgelöste, mit Wasser vermischte Masse aus der Arbeitsstelle herausgepumpt und nach einer beliebigen Stelle befördert. Es ist möglich, den Spritzapparat bis auf die Sohle des Kanals wirken zu lassen; die Abtrennung der Arbeitsstelle von dem fertigen Kanalteil kann auf verschiedene Weise geschehen. Die Trennwand wird z. B. aus stehendem Erdreich gebildet oder als Spundwand ausgeführt, oder man wendet eine bewegliche Wand an, die eingesetzt und abgedichtet wird. Der bereits fertiggestellte Kanalteil *a* ist durch die Trennwand *b* vom Teil *c* getrennt, in dem noch Erdreich entfernt werden soll. Die Abnahme der Erdmassen von der Wand geschieht durch Spritzrohre *e*. Der aus dem Spritzwasser und dem abgelösten Erdreich zusammengesetzte Schlamm *f* wird durch eine Saugvorrichtung *g*, die von einem Ponton *h* mittels eines Kranes getragen wird, abgesaugt und durch eine Leitung *k* nach einer bestimmten Stelle geführt.



Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: die Reichsbahnoberräte Mörchen, Mitglied der R. B. D. Berlin, in gleicher Eigenschaft zum R. Z. A. in Berlin, Wieszner, Mitglied des R. Z. A. in Berlin, in gleicher Eigenschaft zur R. B. D. Berlin, und Hansen, Vorstand des R. B. A. Düren, in gleicher Eigenschaft zum R. B. A. Neuß, die Reichsbahnräte Dubois, Vorstand des R. B. A. Neuß, in gleicher Eigenschaft zum R. B. A. Düren, Rohde, bisher bei der R. B. D. Trier, zum R. Z. A. in Berlin, Schaal, Vorstand des Reichsbahn-Neubauamts Cannstatt 2, infolge Auflösung dieses Amts zur R. B. D. Stuttgart, Dannecker, bisher beim R. Z. A. in Berlin (Abnahmeamt Berlin 2), zum R. M. A. Stuttgart, Dr. jur. Karl Fischer, Mitglied der R. B. D. Oppeln, in gleicher Eigenschaft zur R. B. D. Stettin, und Brekle, Vorstand der Reichsbahn-Telegrapheninspektion Cannstatt infolge deren Auflösung als Vorstand des Elektrotechnischen Bureaus zur R. B. D. Stuttgart, die Reichsbahnbaumeister Wiens, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Recklinghausen, in gleicher Eigenschaft zum R. A. W. Schwerte, Tackert, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Schwerte, in gleicher Eigenschaft zum R. A. W. Recklinghausen, und Walter Koch, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Frankfurt (Main), zum R. A. W. Berlin-Grunewald, sowie der Reichsbahnassessor Dr. jur. Schrag, bisher bei der R. B. D. Stuttgart, zur R. B. D. Berlin.

Überwiesen: Reichsbahnrat Daser, bisher beim Reichsbahn-Neubauamt Böblingen, infolge Auflösung dieses Amts zum Reichsbahn-Bauamt daselbst.

INHALT: Die Arbeiten der Reichswasserstraßenverwaltung im Jahre 1928. — Der Hochwasserschutz der Donau in Bayern. — Der Brückenbau und der Ingenieurhochbau der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft im Jahre 1928 (Schluß). — Die internationale Hängebrücke über den Detroit-Fluß. — Vermischtes: Vom Bau der „Pancevobrücke" über die Donau bei Belgrad. — Prof. Konrad Pressel †. — Erweiterungsbauten des Hafens von Dordrecht. — Wettbewerb Freihafen Barcelona. — Wettbewerb Straßenbrücke über die Elbe in Meißen. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

7. Jahrgang | BERLIN, 8. Februar 1929 | Heft 6

Ideenwettbewerb für den Bau einer neuen Rheinbrücke bei Ludwigshafen—Mannheim.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnrat **Ernst**, Berlin.

Zur Erlangung von allgemeinen Plänen für die Gestaltung der drei neu zu erbauenden Rheinbrücken bei Ludwigshafen—Mannheim, bei Speyer und Maxau, deren Baukosten vom Reich, der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft und von den beiden Ländern Bayern und Baden getragen werden, wurden von der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft im August 1928 drei öffentliche Ideenwettbewerbe ausgeschrieben. [1]) Die Bedingungen für die Skizzenwettbewerbe waren so gestellt, daß nicht nur den großen Brückenbauanstalten, sondern auch Einzelpersonen die Möglichkeit der Beteiligung geboten war. Die Wettbewerber, Ingenieure, oder Ingenieure in Verbindung mit Architekten, oder Architekten in Verbindung mit Ingenieuren, mußten deutsche Reichsangehörige sein und in Deutschland wohnen, oder Angehörige des Saargebiets oder des Freistaats Danzig sein und in diesen Gebieten oder in Deutschland wohnen. Die Bewerber konnten sich an einem der drei Wettbewerbe oder an zweien oder an allen drei Wettbewerben beteiligen.

Bis zum 13. Oktober 1928, dem Tage der Einlieferung der Arbeiten, waren für die Brücke bei Ludwigshafen — Mannheim 138 Entwürfe und für die Brücken bei Speyer und Maxau je 125 Entwürfe eingegangen. Diese rege Beteiligung machte es notwendig, die drei Preisgerichte nacheinander zusammentreten zu lassen. Am 5., 6., 7. Dezember 1928 trat zunächst das Preisgericht für die Brücke bei Ludwigshafen — Mannheim in Tätigkeit.

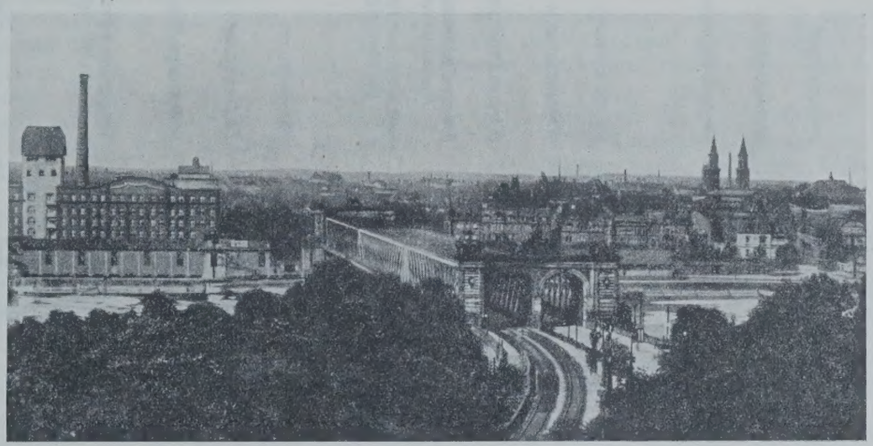


Abb. 1. Alte Rheinbrücke bei Ludwigshafen—Mannheim.

Abb. 2. Alte Rheinbrücke bei Ludwigshafen—Mannheim.

Das Preisgericht bestand zunächst aus den Herren:

Ministerialdirektor Knaut, Reichsverkehrsministerium, als Vorsitzendem;
Ministerialrat Dr.-Ing. Ellerbeck, Reichsverkehrsministerium;
Geh. Baurat Dr.-Ing. Schaper, Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft;
Reichsbahnoberrat Weidmann, Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft;
Ministerialrat Vilbig, Bayerisches Staatsministerium des Innern;
Geh. Reg.-Rat Prof. Dr. Theodor Fischer, München;
Ministerialdirektor Dr. Fuchs, Präsident der Badischen Wasser- und Straßenbaudirektion in Karlsruhe;
Ministerialrat Prof. Dr. Hirsch, Hochbaureferent des Badischen Staatsministeriums der Finanzen,

und als Vertreter der beiden Städte Mannheim und Ludwigshafen:

Herrn Oberbaudirektor Zizler, Mannheim, und
Herrn Stadtbaurat Graf, Ludwigshafen.

Herr Geh. Baurat Dr.-Ing. Schaper schied auf seinen eigenen Wunsch vor dem Zusammentritt des Preisgerichts aus diesem aus, da er an der Bearbeitung eines Vorentwurfs für die Brücke bei Ludwigshafen—Mannheim maßgebend beteiligt war. An seine Stelle trat Herr Wirkl. Geh. Oberbaurat Dr.-Ing. Zimmermann, Berlin, früher Referent für Eisenkonstruktionen im ehemaligen Preußischen Ministerium der öffentlichen Arbeiten, in das Preisgericht ein.

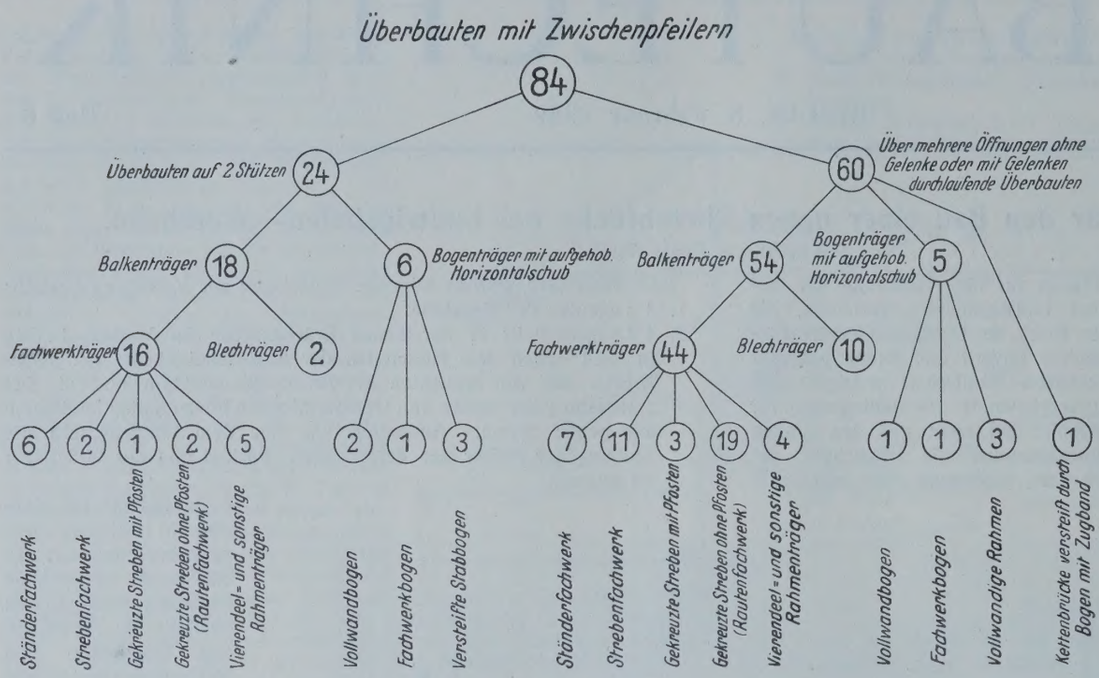
Den Bewerbern wurden folgende Unterlagen zur Verfügung gestellt:

1. 1 Lageplan der Baustelle.
2. 1 Längenschnitt in der neuen Brückenachse im Maßstab 1 : 500, in dem neben dem Höhenplan der Schienenoberkante der neuen Brücke die von Einbauten der Brückenkonstruktion und die bei Aufstellung der Brücke von Gerüsteinbauten frei zu haltenden Räume angegeben waren. Außerdem war aus dem Längenschnitt die Stellung der Pfeiler der bestehenden Brücken und der Widerlager zu ersehen.
3. 1 Querschnitt im Maßstab 1 : 100, aus dem zu entnehmen war, daß die neue zweigleisige Eisenbahnbrücke 15,5 m oberhalb der bestehenden Eisenbahn- und Straßenbrücken errichtet werden soll. Die lichte Breite der neuen Brücke sollte bei einem Mindestabstand der Gleise von 4 m 8,8 m betragen. Die zur Verfügung stehende Bauhöhe (von Schienenoberkante bis Konstruktionsunterkante) war mit 1,61 m verhältnismäßig gering.
4. 2 von oberstrom aufgenommene Lichtbilder der Brückenbaustelle mit den bestehenden Brücken.

Verlangt war die Lieferung eines Grundrisses und eines Aufrisses der neuen Brücke im Maßstabe 1 : 500, eines Querschnitts im Maßstabe 1 : 100 und zweier in die beigegebenen Lichtbilder eingezeichneten Perspektiven. Zeichnungen und Bilder waren kurz zu erläutern. Festigkeitsberechnungen, Kostenangaben und Angaben über Gründungen waren nicht beizufügen. Die Entwürfe sollten den statischen Verhältnissen der Brücke, denen der Lastenzug *N* der Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken (BE) von 1925 zugrunde lag, Rechnung tragen. Nach den Bedingungen war der Baugrund für die Aufnahme von Bogenschüben und von Zügen hängeartiger Tragwerke nicht geeignet. Die Brücke sollte nur Gehwege für Bahnzwecke, nicht für öffentlichen Verkehr erhalten. Die Wahl des Baustoffes war freigestellt. Neben Entwürfen mit drei Öffnungen wie bei den bestehenden Brücken konnte auch eine Lösung mit Überbrückung des Rheins in einer einzigen Öffnung vorgeschlagen werden. Da der Abstand der Widerlagervorderkanten von den Achsen der beiden Zwischenpfeiler je mindestens 89,45 m und der Mittenabstand der Zwischenpfeiler 91,3 m beträgt, erhält eine Brücke ohne Zwischenpfeiler eine Lichtweite von rd. 270 m. Bei einer zweigleisigen Eisenbahnbrücke für den Lastenzug *N* durfte man daher auf die Vorschläge gespannt sein. Die Anordnung der alten Brücken und Einzelheiten waren aus den Lichtbildern bezw. aus den Unterlagen zu ersehen.

Die bestehenden Brücken (Abb. 1 u. 2), eine zweigleisige Eisenbahnbrücke und stromabwärts unmittelbar daneben eine Straßenbrücke, wurden in den Jahren 1865 bis 1868 aus Schweißeisen erbaut. Sie sind an den Enden durch bemerkenswerte massive Portale zusammengefaßt. Jede Brücke besteht aus drei Überbauten von je rd. 90 m Stützweite, deren Hauptträger parallelgurtige Ständerfachwerke von 10 m Höhe mit über zwei

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1928, Heft 50, S. 734, u. Heft 55, S. 844.



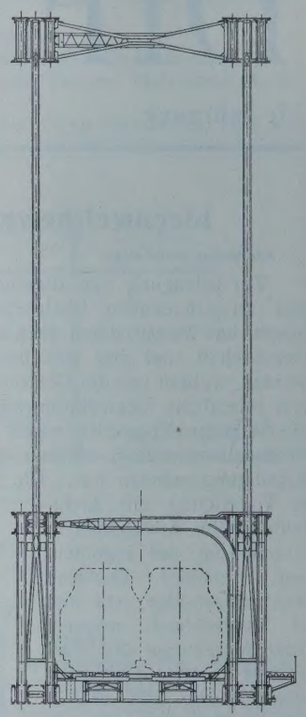
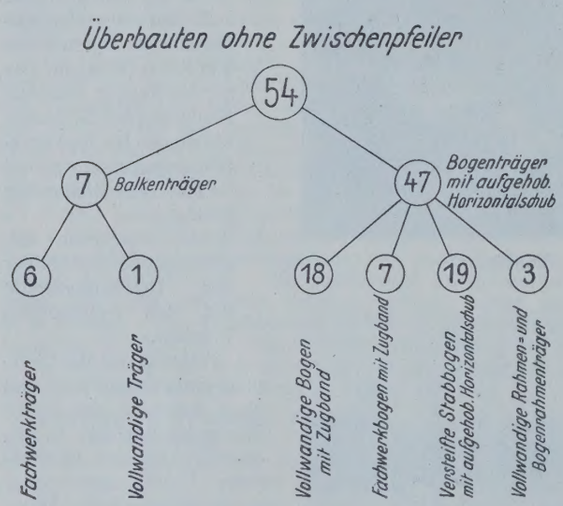


Abb. 4.



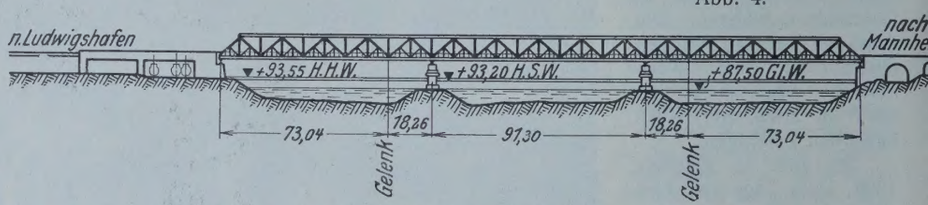


Abb. 3. 1. Preis. Entwurf Nr. 7/8. Kennzahl 2 141 887.

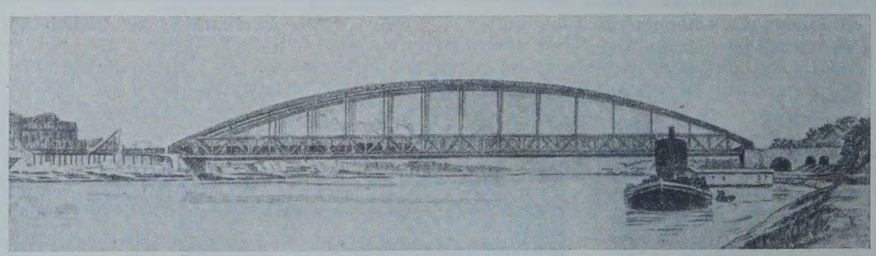


Abb. 5. 1. Preis. Entwurf Nr. 7/8. Kennzahl 2 141 887.

Felder durchlaufenden Streben aus Flacheisen sind. Die Mittelfelder zeigen gekreuzte Streben. Die Feldweite beträgt rd. 4,5 m.

Von den eingegangenen 138 Entwürfen für die Brücke bei Ludwigshafen—Mannheim zeigen 84 Entwürfe Überbauten mit Zwischenpfeilern, während bei 54 Arbeiten Überbauten mit einer einzigen Öffnung vorgeschlagen werden. In den obenstehenden Zusammenstellungen sind die Entwürfe nach dem System der Hauptträger unterteilt.

Das Preisgericht hat im 1. Prüfungsgang einstimmig 87 Entwürfe ausgeschieden. Beim 2. Prüfungsgang wurden mit Stimmenmehrheit 28 Entwürfe und beim 3. Gang weitere 9 Entwürfe ausgeschieden, so daß für die engste Wahl 14 Entwürfe verblieben. Diese 14 Entwürfe sollen zunächst besprochen werden, wobei jeweils das Gutachten des Preisgerichts („ ") besonders angeführt wird. Soweit darüber hinaus Erläuterungen gegeben werden, stellen sie Auszüge aus den Erläuterungsberichten der Entwurfsverfasser dar.

1. Preis: 7000 R.-M. Entwurf Nr. 7/8. Kennzahl 2 141 887. Verfasser: Zivilingenieur E. M. Kilgus, Breslau. Perspektiven dargestellt von Kunstmaler Gerhard Beuthner und Architekt Pfafferott, beide in Breslau (Abb. 3, 4 u. 5).

„Der Verfasser sieht vor, den Rhein zunächst unter Verlängerung der bestehenden Pfeiler mit einem über drei Öffnungen durchlaufenden Träger zu überbrücken. Dieser Träger soll später, wenn die beiden Zwischenpfeiler mit Rücksicht auf die Schiffahrt entfernt werden müssen, als Versteifungsträger einer den Strom in einer Öffnung überspannenden Bogenbrücke mit aufgehobenem Horizontalschub dienen. In der Möglichkeit, diesen Träger für den in den Ausschreibungsunterlagen vorgesehenen Eventualfall der pfeilerlosen Überbrückung wieder zu verwenden, erblickt das Preisgericht eine besonders glückliche Idee. Ein weiterer Vorteil wird darin erblickt, daß der Träger als Gerüst für die Aufstellung der Bogenbrücke mit benutzt werden kann.

Zunächst soll ein über drei Öffnungen durchgehender Parallelfachwerkträger mit Gelenken in den Seitenöffnungen (gegebenenfalls auch ohne Gelenke) und mit abgeschrägten Enden ausgeführt werden (Abb. 3). Ausfachung mit abwechselnd fallenden und steigenden Streben mit Unterteilung. Der 91,3 m weit gestützte Kragträger der Mittelöffnung trägt auf zwei je 18,26 m langen Kragarmen in den Seitenöffnungen zwei Schleppträger von je 73,04 m Stützweite. Entfernung der Hauptträger 9,6 m, Feldweite 4,565 m, Systemhöhe 9,13 m. Baustoff St 48. Oberer und unterer Windverband. Da die Parallelträger als Versteifungsträger des 278 m weit gespannten Bogenträgers nicht ausreichend sind, werden sie durch außen hinzugefügte gleichartige Träger ohne Unterteilung verstärkt (Abb. 4). Der Überbau erhält dann zwischen den Hängestangen eine Breite von 11,1 m. Entfernung der Hängestangen 18,26 m. Der Scheitel der Bogengurte liegt 26 m hoch über dem Obergurt des Versteifungsträgers. Die Bogengurte sind vierwandig entsprechend den vier Stegen der Gurtungen des Fachwerkträgers. Dritter Windverband in der Fläche der Stabbogen.

Das Preisgericht hält es für zweckmäßig, die neuen Trägerteile ebenfalls mit Unterteilung zu versehen, um sämtliche Querträgeranschlüsse einheitlich ausbilden zu können."

Abb. 5 zeigt den Überbau nach Entfernung der Zwischenpfeiler.

Der Verfasser ist der Ansicht, daß die Lösung ohne Zwischenpfeiler nur dann einen Sinn hat, wenn die bestehenden Pfeiler verschwinden können, d. h. wenn die alten Überbauten ausgewechselt oder so ab-

geändert werden können, daß die Strompfeiler fortfallen. Der vorliegende Entwurf berücksichtigt diese Möglichkeit.

Der Abstand der neu hinzugefügten Träger von den Trägern des Überbaues mit Zwischenpfeilern beträgt je 1,5 m, ihr Mittenabstand also 12,6 m. Um die beiden Fachwerkwände starr miteinander zu verbinden, erhalten die Hauptständer ein gemeinsames Stegblech, bezw. werden die Stege auf die ganze freie Länge miteinander verlascht. Die Stege des 2,2 m hohen Stabbogens sind paarweise den Fachwerkwänden zugeordnet und laufen in den Anschlußpunkten an den Versteifungsbalken unter Zwischenschaltung von Knotenblechen für die Fachwerkstäbe zwischen den Fachwerkwänden durch. Die Fachwerkwände werden am Bogen nur einfach aufgehängt, d. h. beide Wände werden gemeinsam durch eine Hängestange, die oben am Aussteifungsblech der Bogenstege befestigt wird und unten das gemeinsame Stegblech der Ständer faßt, aufgehängt. Die Endfelder des Versteifungsträgers einschließlich der Endportale sollen unter behelfsmäßiger Auflagerung des Trägers ausgebaut und durch die stärkeren Auflager des Stabbogens ersetzt werden, wobei die erforderliche Auflagerfläche durch Vergrößerung der Stützweite auf 278 m gewonnen wird.

Der Vorschlag, zunächst einen Überbau mit Zwischenpfeilern herzustellen und diesen später unter Fortfall der Pfeiler zum versteiften Stabbogen zu ergänzen, wird noch von fünf weiteren Bewerbern gemacht. Der vorliegende Entwurf erschien jedoch dem Preisgericht am besten durchgearbeitet.

2. Preis: 5000 R.-M. Entwurf Nr. 9. Kennzahl 261 074. Verfasser: Reichsbahnoberrat Krabbe, Mitglied der Reichsbahndirektion Essen (Abb. 6 u. 7).

„Über drei Öffnungen ohne Gelenke durchlaufender Parallelträger aus Rautenfachwerk von 90,8 + 91,3 + 90,8 m Stützweite. Entfernung der Hauptträger 9,7 m, Systemhöhe 10 m, Feldweite 9,03 m. Die Doppelpfosten über den Strompfeilern sind biegungsfest. Die Querträger sind an kurzen Hilfspfosten in den Kreuzungspunkten der Streben angeschlossen. Der Baustoff ist ein Baustahl mit einer Streckgrenze von 36 kg/mm². Oberer und unterer Windverband.

Rautenträger bestehen bekanntlich aus zwei Stabzügen. Man kann gegen ihre Verwendung die Bedenken erheben, daß wegen des häufigen Übergangs der Kräfte von einem Stabzug auf den anderen die Spannkräfte in den einzelnen Teilen und die Durchbiegungen schnell wechseln, und daß wegen des Fehlens der Pfosten die Querträger sich weniger gut anschließen lassen. Durch die Einführung der kurzen Pfosten werden beide Bedenken beseitigt.[1]) Das Preisgericht hat daher den Rautenträgern, die solche Pfosten aufweisen, den Vorzug gegeben. Durch die Aneinanderreihung gleicher Formelemente, bei denen aber doch die Hilfspfosten ein Oben und ein Unten des Gesamtträgers erkennen lassen, wird die Ruhe der Gesamtwirkung erhöht."

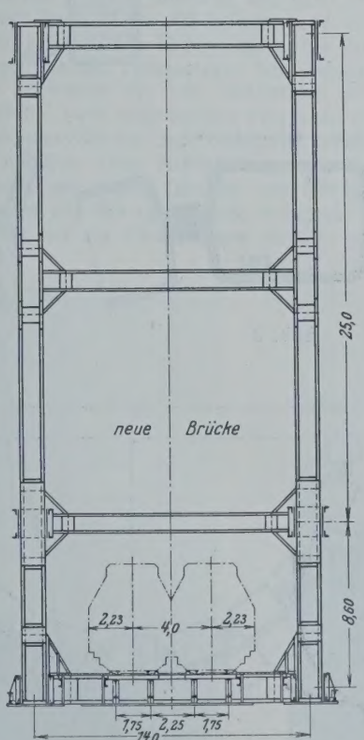


Abb. 9. 3. Preis. Kennzahl 300 127. Querschnitt.

Die über den Strompfeilern angeordneten vereinigten Doppelpfosten entsprechen denen der alten Brücken. Der Verfasser teilt nicht die Befürchtung, daß bei anderem Anschluß der Querträger infolge der wellenförmigen Biegelinien der Gurte hohe Nebenspannungen auftreten. Er hält die Hilfspfosten aber für zweckmäßig, da der Anschluß der Querträger einfacher ist und die kurzen Hilfspfosten im unteren Teile des Fachwerks das Aussehen nicht stören.

[1]) Über die statische Berechnung dieses Systems wird demnächst in der „Bautechnik" das Nötige mitgeteilt werden.

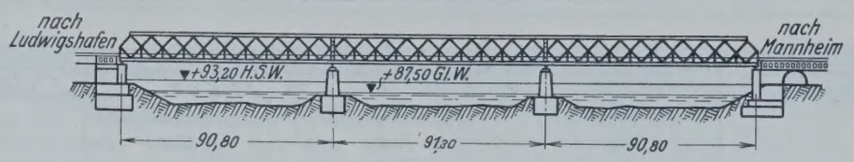


Abb. 6. 2. Preis. Entwurf Nr. 9. Kennzahl 261 074.

Abb. 7. 2. Preis. Entwurf Nr. 9. Kennzahl 261 074.

3. Preis: 3000 R.-M. Entwurf Nr. 21. Kennzahl 300 127. Verfasser: Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Werk Gustavsburg, Gustavsburg bei Mainz. Grün & Bilfinger A.-G., Mannheim. Künstlerischer Berater: Baudirektor Abel, Köln (Abb. 8, 9 u. 10).

„Versteifter Stabbogen mit aufgehobenem Horizontalschub von 274 m Stützweite. Der Versteifungsträger ist ein Parallelträger aus Rautenfachwerk von 9,5 m Systemhöhe. Abstand der Hauptträger 14 m. Pfeilhöhe des Bogens über Obergurt des Versteifungsträgers 25 m. Je 1 Windverband in den Ebenen der Ober- und Untergurte des Versteifungsträgers und 1 Verband in der Fläche der Bogen. Die 9 m voneinander entfernten Hängestangen gehen durch die Kreuzungspunkte der Streben des Versteifungsträgers und tragen unten die Querträger. Die Querversteifungen (Abb. 9) sind in die Perspektiven (Abb. 10) nicht eingezeichnet. Die Biegemomente des Querträgers ließen sich vermindern, wenn die Gleise auseinandergerückt würden. Im übrigen ist der Entwurf technisch nicht zu beanstanden. Hinsichtlich der Formgebung ist gegen den Versteifungsträger nichts einzuwenden."

Die Verfasser haben einen Langerschen Balken gewählt, weil er sich am besten der alten Brücke anpaßt und weil die hauptsächlichsten Konstruktionsmassen in der Nähe der Fahrbahn liegen und die hoch in die Luft hinausragenden Teile verhältnismäßig leicht gehalten werden können. Dadurch ist der Gefahr der Erdrückung der Umgebung soweit als möglich vorgebeugt. Auch mit Rücksicht auf die umzubauenden alten Brücken dürfte die beim Langerschen Balken gegebene Möglichkeit einer leichten Ausbildung der hochragenden Druckbogen vorteilhaft erscheinen.

4. Preis: 2000 R.-M. Entwurf Nr. 1. Kennzahl 777 777. Verfasser: Dipl.-Ing. Max Haaf, Mannheim-Neuostheim. Mitarbeiter: Architekt Wilhelm Vorholz, Ludwigshafen (Abb. 11 u. 12).

„Drei Überbauten aus Parallelfachwerkträgern von 3 × 89 m Stützweite. Ausfachungen mit Ständerfachwerk. Die Feldweite ist mit 8,9 m etwa doppelt so groß wie die der bestehenden Brücken. Systemhöhe 9 m. Entfernung der Hauptträger 9,6 m. Oberer und unterer Windverband. Baustoff St 48. Der Entwurf ist gut durchgearbeitet und technisch nicht zu beanstanden. Der Verfasser hat sein Ziel, die neue

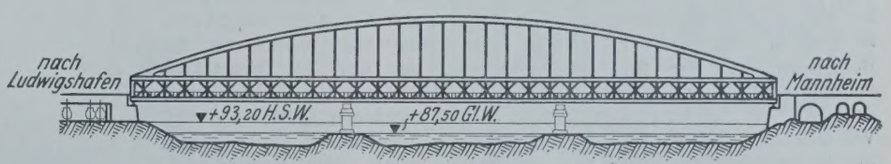


Abb. 8. 3. Preis. Entwurf Nr. 21. Kennzahl 300 127.

Abb. 10. 3. Preis. Entwurf Nr. 21. Kennzahl 300 127.

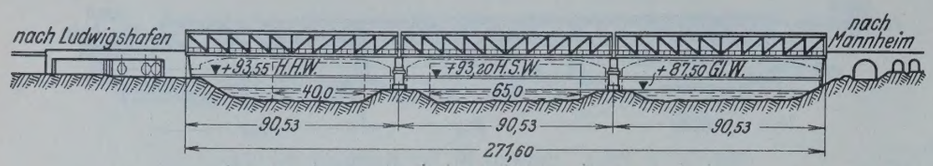


Abb. 11. 4. Preis. Entwurf Nr. 1. Kennzahl 777 777.

Abb. 12. 4. Preis. Entwurf Nr. 1. Kennzahl 777 777.

Brücke mit der alten in möglichst gute Übereinstimmung zu bringen, dadurch zu erreichen gesucht, daß er eine große Zahl verschiedener Arten von Ausfachungen probeweise dargestellt und mit dem System der bestehenden Brücken verglichen hat. Er kommt dabei zu dem Ergebnis, daß das oben genannte Ziel durch das gewählte System am besten erreicht wird. Durch die Anordnung von nach der Mitte jeder Öffnung fallenden Streben tritt ein fünfmaliger Wechsel in der Richtung der Streben ein. Ein Teil der Mitglieder des Preisgerichts befürchtet, daß dadurch für die schräge Ansicht eine gewisse Unruhe in das Bild der Hauptträger hineingetragen wird."

Die Grundlage dieser Lösung der Aufgabe — Überbau über drei Öffnungen — ist die Einheit des Gesamtbaukörpers, während bei der zweiten Lösung — s. Entwurf Nr. 2 (Abb. 27): Überbau mit einer Öffnung — der Gedanke, daß die alten Überbauten verschwinden, stärker in den Vordergrund tritt.

(Fortsetzung folgt.)

Dückdalben als Anlegewerke für große Schiffe in durch Bohrwurm gefährdeten Hafenanlagen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Marinebaurat **Pein**, Wilhelmshaven.

Die schnelle Entwicklung der deutschen Marinehafenanlagen vor dem Kriege gestattete nicht überall die Errichtung massiver Ufermauern, sondern machte in weitem Umfange die Einfassung der Kaiflächen mit abgepflasterten Böschungen erforderlich, vor denen dann hölzerne Anlegebrücken angeordnet wurden, die in Längen von oft mehreren hundert Metern den Flottillen oder Geschwadern Liegeplätze und Verkehrsmöglichkeit mit dem Lande boten. Zum Schutze der Brücken, deren Breite je nach der für die betreffende Schiffsgröße erforderlichen Wassertiefe wechselte, dienten bei den Torpedobootsbrücken starke Reibepfähle vor den Brückenjochen, bei den Liegebrücken für schwerere Schiffe entweder nur wenig über die Brückenflucht vorspringende, in die Brückenkonstruktion eingebaute Dalben (Pfahlbündel), oder es wurden — besonders bei den älteren Anlagen — je zwei Dückdalben freistehend beiderseits der 50 bis 60 m langen Brücken angeordnet, die den Linienschiffen und großen Kreuzern Anlegemöglichkeit und sicheren Liegeplatz boten und die Brücke ausreichend schützten. Diese Bauwerke, die auch wohl zum Schutze besonders wichtiger Hafenbauten errichtet wurden, mußten mit zunehmender Größe der Kriegsschiffe eine ständig größeren Widerstand bietende Ausbildung erhalten.

Von siebenpfähligen Pfahlbündeln kam man bald zu neunpfähligen, und ordnete vor ihnen zum besonderen Schutze schwimmende Holzfender an. Jedoch erwiesen sich diese in starrer Verbindung und fester Verdüblung der einzelnen Pfähle hergestellten Anlegedalben bald als viel zu schwach. Brüche aller Pfahlreihen und Abscherung der Dübelsitze waren die Folgen dieser ungünstigen Kraftübertragung. Die notwendige Eile der Wiederherstellung solcher Zerstörungen führte dann zur Anordnung von Eisenbetonhauben, die auf einem etwa 0,50 m unter den Bruchstellen angeordneten Bretterpodest hergestellt wurden, und deren Eisengerippe aus etwa 1 m in den Beton hineinragenden, mit Draht umwickelten Flacheisenlaschen bestand, die an den Pfahlstümpfen angeschraubt waren. Auch diese Haubenkonstruktion ist dann bei weiterer Steigerung der Schiffsgrößen noch durch zwei Absteifungen nach Land zu verstärkt worden, und zwar wurde der Übergang der Steifen in die Eisenbetonhaube zunächst starr, später gelenkartig ausgebildet unter Annahme einer Beanspruchung jeder Steife mit etwa 200 t Druck. — Diese Konstruktion hat sich lange Zeit bewährt, an vier Stellen sogar den Krieg überdauert, ist aber in einem Falle im vorigen Jahre zusammengebrochen, als der Bohrwurm einen Teil der Tragpfähle unter und über der Wasserlinie zerstört hatte. — So kam man allmählich zur Absteifung aller freistehenden Anlegedalben zum Ufer, soweit solche Steifen angebracht werden konnten. Wo dies nicht möglich war, wurden hinter den eigentlichen Anlegedalben, die in hergebrachter Weise starr verzimmert waren, zwei weitere vierpfählige — oder auch vier dreipfählige — Pfahlbündel gerammt. Diese Pfähle standen senkrecht ohne Verdüblung nebeneinander, wurden mit dem Hauptdückdalben durch kräftige Holzriegel von 4 m Länge und gleichzeitig durch Ketten verbunden, und Ketten verbanden auch die Zusatzbündel unter sich. Die Aufnahme der Druck- und Zugkräfte war durch diese Verbindungen so verteilt, daß bei allen Kraftangriffen auf den Hauptdalben Haupt- und Hilfsbündel gleichzeitig beansprucht wurden.

Alle vorbeschriebenen Konstruktionen nach festem System haben aber den Angriffen, die ein 20 000 bis 30 000 t großes Panzerschiff auch bei vorsichtigem Anlegemanöver ausübt, auf die Dauer nicht widerstehen können, da es eben nicht möglich ist, mit einfachen und wirtschaftlichen Konstruktionen starrer Art die dabei auftretenden unberechenbaren Kräfte aufzunehmen. Aus diesem Grunde ging man allmählich dazu über, elastische Dückdalben zu erbauen, bei denen der innere Widerstand der Konstruktion infolge der Reibungs- und Biegungsarbeit wächst mit zunehmender Arbeit der äußeren Kräfte, die also allmählich vernichtet wird.

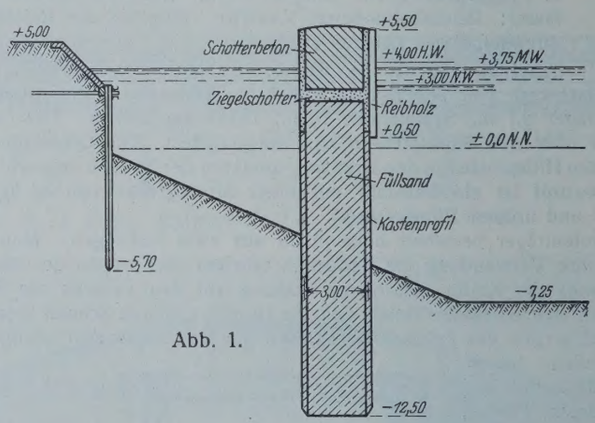


Abb. 1.

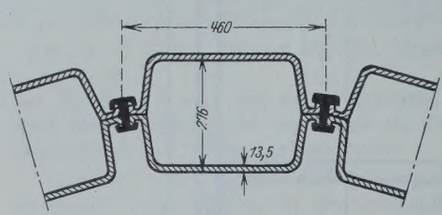


Abb. 2.

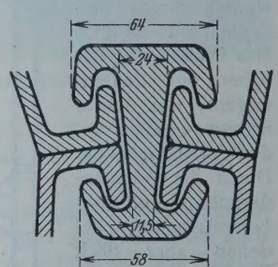


Abb. 3.

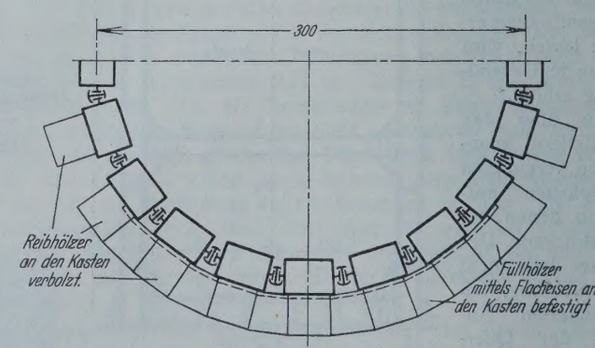


Abb. 4.

Diese schweren Pfahlwerke bestehen aus Bündeln von 46 bis 52 Rammpfählen, die jeweils zu etwa $^2/_3$ der Anzahl auf ganzer Länge zur Kreisform aneinandergepaßt bearbeitet und senkrecht nebeneinander eingerammt sind, während $^1/_3$ der Pfähle rings um den so entstandenen hölzernen

Zylinderblock in schwacher Neigung eingerammt sind. Das gesamte Pfahlbündel ist sodann durch kräftige Ketten zusammengezogen worden, während ein mittels Schwimmkranes übergestülpter ringförmiger Holzfender schwimmend die Pfähle vor unmittelbarer Berührung mit den Schiffen schützt und eine Inanspruchnahme des gesamten Pfahlbündels bewirkt. Diese elastische Konstruktionsart von Dückdalben hat außer einer sichtbaren Abnutzung der Pfähle an der Anlegeseite bisher keine nennenswerten Beschädigungen erlitten, so daß ihre Entwicklung in den Marinehäfen vorerst wohl als abgeschlossen hätte gelten können, wenn nicht eine Zerstörung aller im Seewasser stehenden Holzbauwerke durch Bohrwurm und Bohrassel die Notwendigkeit weiterer Sicherung für diese wichtige Wasserbauanlage dringend erfordert hätte. Es hat sich nämlich herausgestellt, daß auch mit Steinkohlenteeröl getränkte Kiefernpfähle nicht unbedingt bohrwurmgeschützt sind.

Deshalb wurde bei dem kürzlich notwendig gewordenen Ersatz des oben beschriebenen Dückdalbens mit landseitig abgesteiftem Betonkopf, dessen Streben bereits während des Krieges zerknickt und dessen Pfähle großenteils vom Bohrwurm zerstört waren, eine neuartige Anordnung gewählt, deren Entwurf dem Ingenieurbureau des Oberbaurats Bock in Köln entstammt, deren Konstruktionsteile von den Vereinigten Stahlwerken, Abt. Dortmunder Union, geliefert wurden und deren Ausführung — soweit bekannt, erstmalig — im Eigenbetrieb des Hafen- und Strombauressorts der Marinewerft in Wilhelmshaven durchgeführt worden ist. Da diese Herstellung eines Schiffsanlegewerkes, für das der Ausdruck „Dückdalben“ nicht mehr recht zutreffend erscheint, immerhin so eigenartig ist, daß es weiteren Fachkreisen noch unbekannt sein dürfte, so sollen Konstruktion und Bauausführung in folgendem beschrieben und durch Bilder anschaulich gemacht werden.

Das Bauwerk besteht aus kreisförmig angeordneten, zu Kasten zusammengefügten Spundwandeisen ähnlich System Larssen, sogenannten Kastenprofilen, die durch besonders gewalzte Schloßeisen unter sich und mit den Nachbarkasten zusammengehalten werden (vergl. Abb. 1 bis 4).

In gerader Wand sind diese Kastenprofile als Uferwände in Deutschland bereits bei den Schleusen in Hünxe und Friedrichsfeld, bei städtischen Hafenbauten in Köln-Niehl und neuerdings in Verbindung mit Larssenprofilen bei der Verstärkung der Kolumbuskaje in Bremerhaven verwendet worden. Zu gekrümmter oder gar kreisförmig geschlossener Wand können die Kastenprofile dadurch zusammengefügt werden, daß der Schloßeisensteg statt einer gleichmäßigen Stärke von 13 mm eine von 11,5 auf 24 mm ansteigende Stärke erhält, welches Profil erstmalig für die Marinewerft gewalzt worden ist. Dadurch ergibt sich ein Kreisdurchmesser von Mitte zu Mitte Kastenprofil von rd. 3 m (vergl. Abb. 3 u. 4).

Der Baustoff besteht sowohl für die Kasten- wie für die Schloßeisen aus sogenanntem Kupferstahl, einem Material mit einer vom Walzwerk gewährleisteten Festigkeit von 50 bis 60 kg/mm² und einer Mindest dehnung von 18% mit etwa 0,25% Kupferzusatz, der den Korrosionswiderstand des Baustahls, dessen Lebensdauer bei einigermaßen guter Unterhaltung auch im Seewasser die von Holzbauten schon an sich erheblich übersteigen dürfte, nach eingehenden Versuchen des Walzwerks mittels Einwirkung aggressiver Säuren, noch bedeutend erhöhen soll. Das Werk walzt als Kastenbohlen zwei Profilstärken, von denen für die Marinewerft die verstärkte mit einem Gewicht von 336 kg/m² geliefert wurde, weil die geringere mit 288 kg Gewicht seinerzeit nicht greifbar war. Das Keilschloßeisen hat ein Gewicht von rd. 23,5 kg/m. Bohlen und Schloßeisen erhielten eine Länge von je 18 m.

Abb. 1 zeigt einen Schnitt durch die Hafenbaustelle, aus dem hervorgeht, daß das Bauwerk auf der Hafenböschung errichtet werden mußte. Diese durch die Schiffsform in ihrem Verhältnis zur Verkehrsbrücke vorgeschriebene Lage bedingte eine grundsätzliche Abweichung von der Herstellungsart, die Oberbaurat Bock für seine Konstruktion erdacht hatte, nämlich vollständige Zusammensetzung des Kastenzylinders unter einem Schwimmkran und Rammung der einzelnen Kasten im Kreise herum. Diese Ausführung wäre auf der Böschung nur möglich gewesen mit Hilfe eines festen Rammgerüstes, das jedoch für die erforderliche Schwere der Ramme viel zu kostspielig geworden wäre. Es ist deshalb eine Ausführung gewählt worden, bei der die gesamte Rammarbeit mit schwimmender Dampframme durchgeführt werden konnte. Zu diesem Zwecke war es erforderlich, die Rammung in zwei Abschnitten auszuführen.

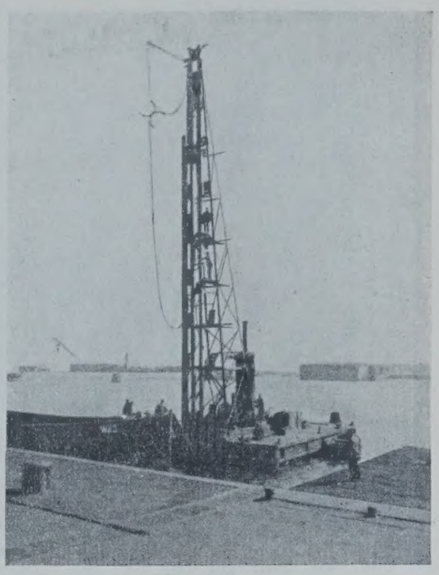


Abb. 5.

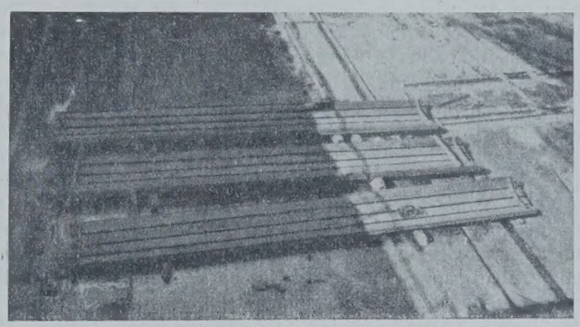


Abb. 6.

Nachdem zunächst ein Kasten mit zwei Schloßeisen und danach weitere fünf Kasten mit je einem Schloßeisen mittels kräftiger Flaschenzüge an Land in wagerechter Lage zusammengezogen waren, und die Schloßeisen etwa alle 3 m mit den Kasten durch Heftschweißung fest verbunden waren, wurden nach einer zum Ufer abgesteiften Lehre aus Holz zunächst der erstere, sodann anschließend die andern Kasten einzeln durch die Schwimmramme „vor Kopf“ bis auf die endgültige Höhe ein-

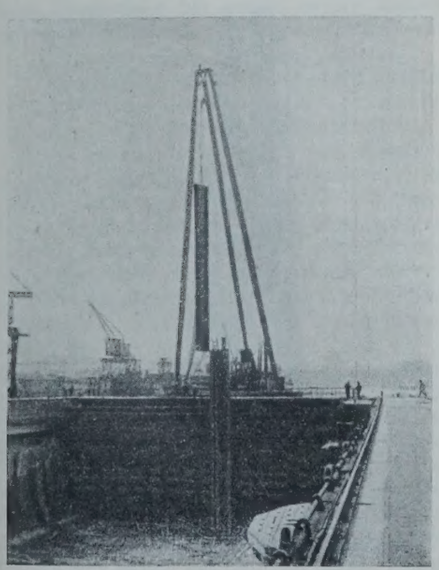


Abb. 7.

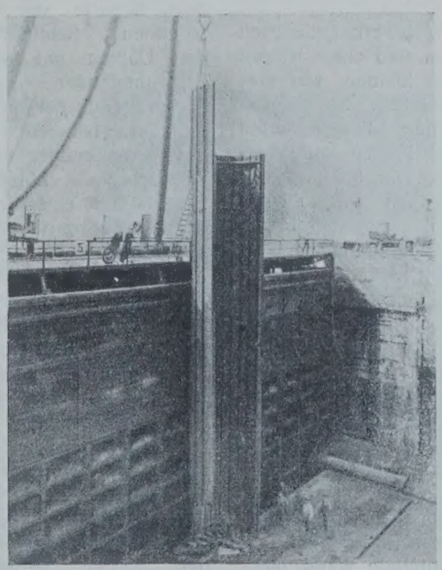


Abb. 8.

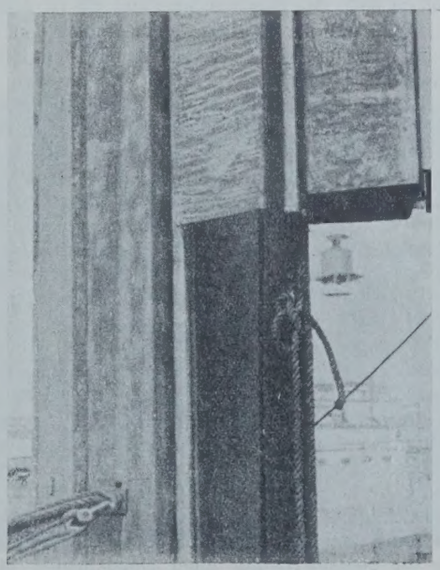


Abb. 9.

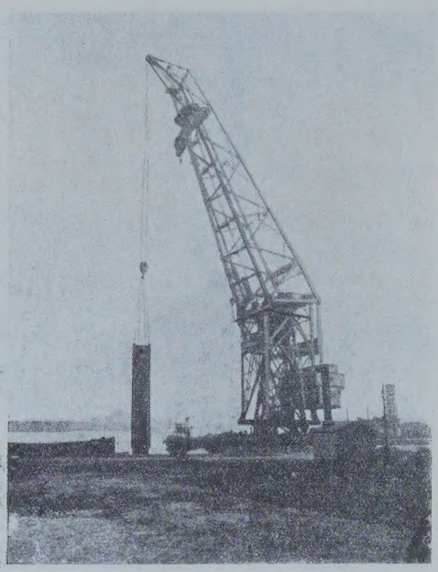


Abb. 11.

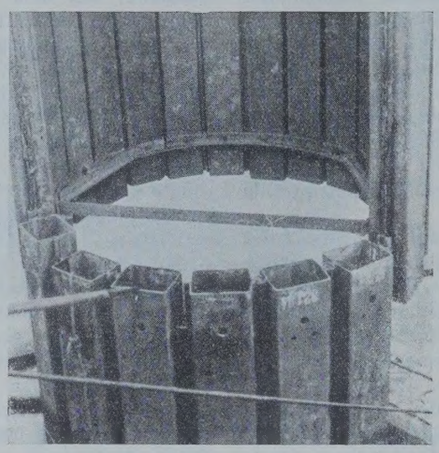


Abb. 10.

Abb. 12.

gerammt. Danach waren $^3/_{10}$ Teile des Kastenzylinders fertiggestellt (s. Abb. 5). Nun wurde das genaue Maß des nur um einige Zentimeter von einer Kreislinie abweichenden Bogens an den auf beiden Seiten noch freien Schloßeisen ermittelt, um danach den Abstand der Endbohlen des noch fehlenden $^7/_{10}$-Teilzylindermantels festzulegen.

Inzwischen waren in einem Trockendock die übrigen Kasten mit ihren Schloßeisen zu drei gleichen Zylindermantelteilen zusammengezogen und unter sich mit Heftschweißung wie oben und mit Löchern für die spätere Anbringung von Reibhölzern versehen worden (s. Abb. 6).

Eines dieser annähernd 15 t wiegenden Mantelstücke wurde durch einen kleineren Schwimmkran aufgerichtet und am Docktor aufgestellt und festgelegt. Danach wurden beide Seitenteile in senkrechter Stellung bei langsamem Absenken lediglich durch Wirkung ihres Eigengewichts zusammengefügt (Abb. 7 u. 8). Abb. 9 ist vom Docktor aus aufgenommen und zeigt Verspannung des Mittelteils und Absenkung des rechten Seitenteils. Nach Vornahme von Heftschweißungen zwischen den Teilstücken wurde der zusammengestellte $^7/_{10}$-Zylindermantel an beiden Enden durch Bügel und Verstrebungen so ausgerichtet, daß die beiden äußersten Kastenrippen genau den Abstand der Schloßeisennuten an den freien Enden des bereits fertiggerammten Teilzylindermantels hatten. Die Befestigung der aus ⌊-Eisen bestehenden Bügel und Verstrebung an jeder Kastenbohle ist aus Abb. 10 ersichtlich. Nach genügender Aussteifung in dieser Lage nahm der große Werftschwimmkran das rd. 45 t schwere Zylindermantelstück senkrecht auf und beförderte es zur Baustelle (vergl. Abb. 11). Abb. 10 zeigt, daß die Kastenfedern genau in die Schloßeisennuten paßten. Das langsame Absinkenlassen bereitete nun keine besonderen Schwierigkeiten mehr, wenn es auch, um ein Klemmen und Verecken zu vermeiden, ganz besonders langsam und umsichtig durchgeführt werden mußte. Beim Aufsetzen auf den Grund stellten sich die Bohlen nach der Böschungsneigung ein (s. Abb. 12).

Während die Einzelkasten mit den von dem Walzwerk gelieferten Rammhauben — je eine für einen Kasten mit einem und einen Kasten mit zwei Schloßeisen — hatten eingetrieben werden können, war dies nach dem Schließen des Zylindermantels nicht mehr möglich. Eine solche Kreisrammung von Einzelkasten wird auch immer ihre Schwierigkeiten haben, denn der für das Einrammen der schweren Kastenprofile notwendige Rammbär wird immer eine breitere Aufschlagfläche als höchstens 45 cm haben, welches Maß der Abstand von Mitte zu Mitte Schloßeisen beträgt. Das Walzwerk hatte eine Rammhaube für Doppelkasten in gekrümmter Wand nicht vorrätig, hielt auch eine solche Rammung nicht für zweckmäßig, wie auch der Konstrukteur davon abriet, bei kreisförmiger Rammung mehr als zurzeit einen Kasten zu rammen.

Deshalb war zunächst beabsichtigt, mit einer Schwimmramme von 2 t Schlaggewicht die Rammung im geschlossenen Kreis unter Verwendung einer der 60 cm Bärbreite entsprechend einseitig gearbeiteten Rammhaube auszuführen. Nach dem Eintreffen und dem Zusammenbau der Kastenprofile entstanden jedoch Zweifel, ob mit dieser Ramme die Arbeit durchgeführt werden könne, so daß bereits zu den sechs Einzelkasten eine größere Schwimmramme mit 4 t Schlaggewicht des Dampfbären bei 80 cm Fußbreite angesetzt wurde (s. Abb. 5). Dabei zeigte sich, daß unter Berücksichtigung der vermehrten Reibung im geschlossenen Kreis der Versuch mit einem geringeren Bärgewicht nicht in Frage kam. Da nun die Zeit für die Neuanfertigung einer Doppelhaube für gekrümmte Wand nicht mehr aufgewendet werden konnte und diese Sonderausgabe auch möglichst vermieden werden sollte, so blieb nichts anderes übrig, als die Rammung der Doppelkasten mit einer Haube für Einzelkasten zu versuchen. Es wurde deshalb eine Rammhaube für zwei Schloßeisen so ausgebrannt, daß sie über zwei Kasten faßte; und in vorsichtiger Ausführung gelang auch die Rammung der Doppelkastenprofile dank der guten Ramme verhältnismäßig leicht (s. Abb. 13). Die Heftschweißung zwischen den Kasten und den benachbarten Schloßeisen, die nur ein Abrutschen der Einzelstücke beim Zusammenziehen, Aufrichten und Befördern hatte verhindern sollen, löste sich unter dem Schlag des Rammbären leicht wieder. So sind denn auch außer dem in Abb. 10 sichtbaren Mitgehen eines Schloßeisens um etwa 30 cm beim Rammen des Nachbarkastens, alle Bohlen und Schloßeisen in der vorgesehenen Höhenlage stehengeblieben. Als Sondererscheinung sei erwähnt, daß nach dem Abrammen der Boden innerhalb der Kasten bis zu 2,4 m tiefer stand als außerhalb die normale Hafensohle, ein Vorgang, der auf die Zusammenpressung des wasserführenden Erdreichs zurückzuführen sein dürfte.

Nach Erledigung der Rammarbeiten wurden auf der Wasserseite auf $^1/_3$ Kreisumfang kräftige Reibhölzer mit Bolzen unter Wasser durch Taucher an den vorderen Bohlen, über Wasser durch beide Kastenwände hindurch angebracht. Danach wurden der Kastenzylinder und die Einzelkasten bis etwas unter NW mit Füllsand, darauf innerhalb des Zylindermantels bis zum Wasserstand mit Ziegelschotter und darauf mit einem etwa 2,5 m hohen Betonkopf aus Ziegelbrockenbeton versehen, während die Einzelkasten nur Schotterfüllung erhielten, um sie für Arbeiten an den Reibhölzern gelegentlich wieder entleeren zu können (vergl. Abb. 1, 4 u. 14).

Der Zylinderdalben hat sich im Schiffsbetriebe bereits gut bewährt, wie Abb. 15 und ein teilweiser Verschleiß der Reibhölzer zeigen, wenn es sich auch nachträglich als notwendig erwies, zum Schutze der ausladenden Schiffswände den Dalben mit einem Schwimmfender auszurüsten. Trotz der um ein geringes höheren Baukosten gegenüber einem elastischen hölzernen Dückdalben entsprechender Größe darf erhofft werden, daß infolge der erhöhten Lebensdauer dennoch ein im Seewasser wirtschaftlicheres Bauwerk errichtet worden ist, das im Bedarfsfalle Nachfolger finden wird. Nicht unwesentlich ist dabei, daß auch bei dem neuen Zylinderdalben mit einer elastischen Wirkung der mit ihren Schloßeisen stramm ineinandergreifenden Kasten gerechnet werden darf, was auch

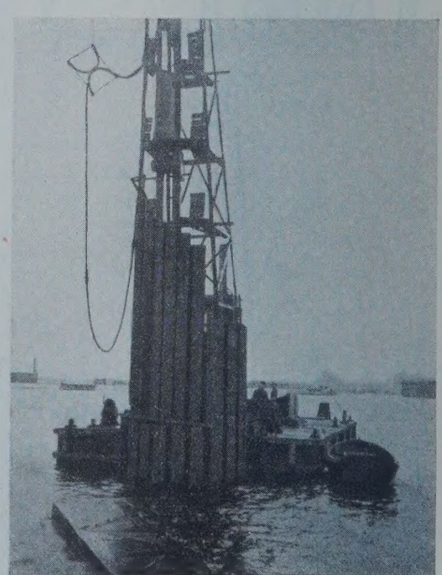


Abb. 13.

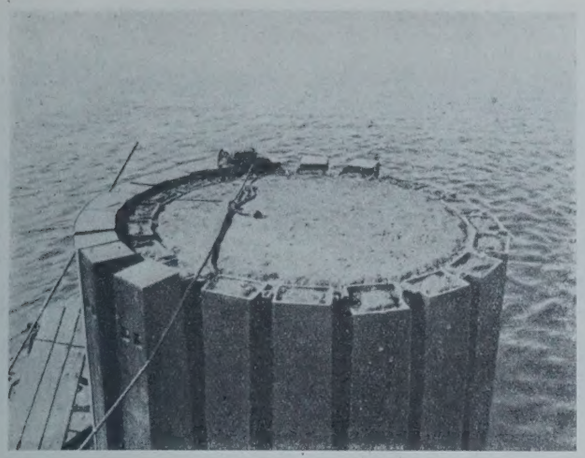


Abb. 14.

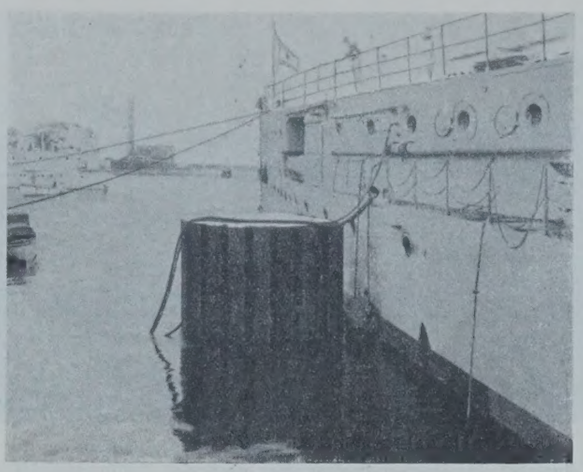


Abb. 15.

daraus zu schließen ist, daß die Betonhaube sich nach einem Anlegestoß von der Kastenwand in breitem Risse gelöst hat, ein Vorgang, der auf eine dabei aufgetretene sonst ohne Schaden verlaufene Bewegung des Bauwerks schließen läßt.

Die vorbeschriebene Ausführung dürfte jedoch anschaulich machen, daß die Erbauung eines solchen Schiffsanlege- oder Wasserbauschutz-Werkes nur dort empfehlenswert ist, wo gut bediente Bau- und Beförderungsgeräte in ausreichender Größe zur Verfügung stehen.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Arbeiten der Reichswasserstraßenverwaltung im Jahre 1928.

Von Ministerialdirektor Dr.-Ing. ehr. **Gährs**.

(Fortsetzung aus Heft 5.)

3. Märkische Wasserstraßen.

Die Arbeiten zum Ausbau des Ihle-Plauer Kanals beschränkten sich in der Hauptsache auf den Weiterbau der Schleusenanlage bei Groß-Wusterwitz, an der die Betonierungsarbeiten wesentlich gefördert werden konnten.

Nachdem für den Ausbau des Oder-Spree-Kanals die Durchstiche bei Streitberg und Berkenbrück fertiggestellt und in Betrieb genommen sind, wird die Ausführung der noch weiter beabsichtigten Begradigungsarbeiten dieser Wasserstraße aus finanziellen Gründen auf mehrere Jahre verteilt werden. Die dringlichere Verlängerung je einer der Schleusen in Kersdorf, Wernsdorf und Gr.-Tränke auf 67,5 m (gegenüber jetzt rd. 58 m) Nutzlänge ist dagegen im Gange; sie soll durch Verkürzung der Oberdrempel unter Beseitigung der bisher hier vorhandenen Stemmtore und durch deren Ersatz durch Hubtore erreicht werden. Der Umbau der drei Schleusen wird voraussichtlich bis zum 1. April 1929 beendet sein. Es wird damit der Verkehr zur Oder eine sehr wesentliche Verbesserung erfahren. Zum gleichen Zeitpunkte wird auch das neue Abstiegbauwerk bei Fürstenberg (Zwillingschachtschleuse von in max. 14,28 m Gefälle) in Betrieb genommen werden, wenn die Betriebsversuche, deren Vornahme für den März 1929 in Aussicht genommen ist, zufriedenstellend ausfallen. Die neue Einmündung des Oder-Spree-Kanals in die Oder ist fertiggestellt bis auf den Neubau der Oderdeichbrücke, über deren Lage und Abmessungen noch keine Einigung mit der Stadt Fürstenberg hat erzielt werden können, und auf den vom Bezirksausschuß auferlegten Bau einer Uferstraße am Liegehafen neben der neuen Einfahrt.

Die Arbeiten am Schiffshebewerk Niederfinow, dem zweiten Abstieg des Hohenzollernkanals zur Oderniederung, sind planmäßig fortgeschritten. Der obere Vorhafen wurde fertiggestellt, mit Wasser gefüllt und mit dem Hohenzollernkanal verbunden. Die neun den Grundbau des eigentlichen Hebewerkes tragenden Senkkasten wurden von der unter Grundwassersenkung erreichten Baugrubensohle aus unter Druckluft bis auf tragfähige Tiefe abgesenkt. Ferner wurde damit begonnen, die die Senkkasten verbindende Eisenbetonplatte herzustellen. Abb. 10 zeigt die Baugrube und die einzelnen Senkkasten Ende Oktober 1928.

Leider konnten die Stahl- und Maschinenbauarbeiten des Hebewerks bisher nicht in Auftrag gegeben werden, weil noch nicht feststeht, ob in den nächsten Jahren genügend Mittel für den Weiterbau verfügbar sein werden.

Das Eintreten häufiger und sehr großen Schaden anrichtender Hochwässer im Niederschlagsgebiet der oberen Havel hat Anlaß zu wasserwirtschaftlichen Vorarbeiten gegeben, die die Ermittlung von Abhilfemaßnahmen gegen das Auftreten dieser Hochwässer zum Ziel haben.

Einmal bedürfen die wasserwirtschaftlichen Verhältnisse in der oberen Havelwasserstraße und im Eldegebiet, die miteinander in engem Zusammenhang stehen, und in den mecklenburgischen Oberseen ein gemeinsames Ausgleichbecken besitzen, eingehender Durcharbeitung mit dem Ziele, eine einheitliche Regelung der Wasserwirtschaft zu finden, die allen Beteiligten die größtmöglichen wirtschaftlichen Vorteile bietet. Der jetzige Zustand, der bei jedem Hochwasser zu großen wirtschaftlichen Verlusten führt und zu den lebhaftesten Klagen Veranlassung gibt, muß gebessert werden. Unter angemessener Beteiligung an den Kosten seitens des Reiches, Preußens sowie von Mecklenburg-Schwerin und Mecklenburg-Strelitz findet daher eine einheitliche Bearbeitung der äußerst verwickelten wasserwirtschaftlichen Verhältnisse sowohl in technischer als auch in rechtlicher Hinsicht statt, die sich jetzt ihrem Abschluß nähert und die Richtlinien für die während der nächsten Jahrzehnte in diesen Gebieten auszuführenden wasserwirtschaftlichen Bauten geben soll.

Weiter haben die großen katastrophalen Überschwemmungen im unteren Havelgebiet in den Jahren 1926 und 1927 das Reich und Preußen veranlaßt, besondere große Mittel zur Verfügung zu stellen, um von neuem den schon früher in Zwischenräumen von Jahrzehnten immer wieder aufgetauchten sehr schwierigen und folgenreichen Plan der Besserung der Verhältnisse durch Abwärtsverlegen der Havelmündung

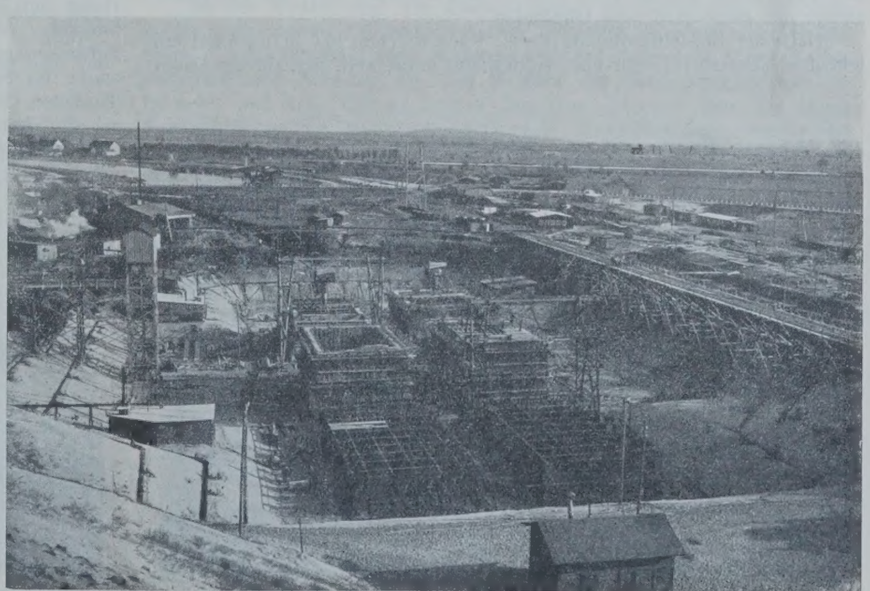


Abb. 10. Baustelle des Schiffshebewerks Niederfinow Oktober 1928.

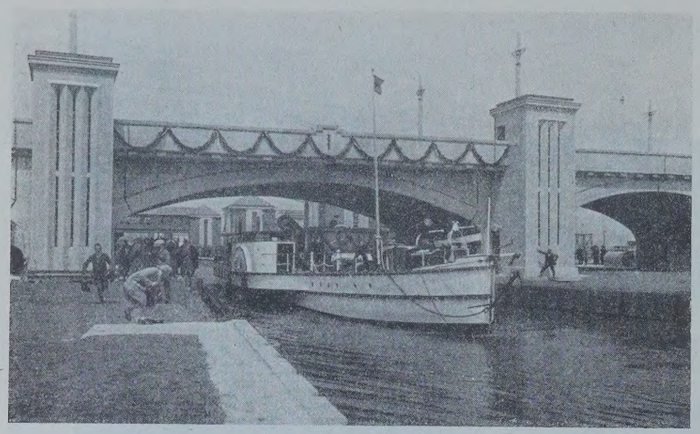


Abb. 11. Oberhaupt der Hindenburg-Schleuse.
Ausfahrt des Regierungsdampfers nach der Eröffnungsfeier.

Abb. 12. Übersicht über die Hindenburg-Schleuse mit Blick zum Oberhafen.

in die Elbe eingehend untersuchen und Vorschläge für seine Durchführung machen zu lassen. Die Arbeiten haben zur Aufstellung eines generellen Entwurfs geführt. Den in Betracht kommenden Behörden und Verbänden soll dieser Entwurf in nächster Zeit bekanntgegeben werden, damit sie sich zu ihm äußern können.

Die Pläne zur Schaffung neuer Verbindungen zwischen Elbe, Spree und Oder, der sogenannte Elbe-Spree-Oder-Kanal und der Elbe-Oder-Kanal, werden seit Beginn des Jahres 1928 eingehend in technischer und wirtschaftlicher Beziehung untersucht durch ein neu eingerichtetes Vorarbeitenamt in Senftenberg sowie durch die Wasserbauämter Fürstenwalde und Glogau.

4. Elbegebiet und Mittellandkanal.

An der Elbe wurde neben den gewöhnlichen Unterhaltungsarbeiten eine Reihe örtlicher Ausbauarbeiten durchgeführt zur Erhaltung und Verbesserung des Fahrwassers an ungünstigen Stellen. Als bedeutendste dieser Arbeiten ist die Abflachung der scharfen knieartigen Krümmung bei Elbkm 189/190 in der sogenannten Clödener Enge zu nennen. Durch schrittweises Abbaggern des Hegers am inneren Ufer und entsprechendes Vortreiben des äußeren Ufers wurde die Krümmung allmählich von 350 m auf 500 m Halbmesser abgeflacht, ohne daß Veränderungen in der Vorflut oder eine Unterbrechung der Schiffahrt eintreten. Zum Vortreiben des äußeren Ufers wurden Hilfsbuhnen verwendet, deren Felder mit dem am inneren Ufer gewonnenen Baggerboden vollgespült und deckwerkmäßig befestigt wurden.

Die seit 1919 im Bau befindliche Teilstrecke des Mittellandkanals von Hannover bis Peine mit dem bei Sehnde von ihr nach Süden abgehenden Zweigkanal nach Hildesheim mit etwa 44 km Gesamtlänge wurde am 20. Juni 1928 durch den Herrn Reichspräsidenten in feierlicher Form dem Verkehr übergeben, wobei die Doppelschleuse bei Anderten den Namen Hindenburgschleuse erhalten hat. Abb. 11 zeigt das Oberhaupt der Westschleuse mit dem nach der Eröffnungsfeier zur oberen Haltung ausfahrenden Regierungsdampfer, Abb. 12 eine Übersicht über die Schleusenanlage mit Blick nach dem Oberhafen.

Nach der Betriebseröffnung dieser Kanalstrecken hat sich schnell ein lebhafter Schiffahrtverkehr nach Hildesheim entwickelt, der, auf die Dauer eines Jahres berechnet, etwa 500000 t betragen und damit schon im ersten Betriebsjahre die Höhe des vorausberechneten Verkehrs erreichen wird. Die verbesserte Verkehrslage Hildesheims hat sich bereits dahin ausgewirkt, daß am Hafen eine große Mischdüngerfabrik neu entstanden ist. Schon heute ist festzustellen, daß die Entwicklung des Kanalverkehrs und seine volkswirtschaftlichen Nebenwirkungen die Bestätigung für die wirtschaftliche Notwendigkeit der ausgeführten Kanalstrecke erbracht haben.

Abb. 15.
Moorspülbagger „Drömling“ mit schwimmender Druckrohrleitung.

Auf der 5 km langen Kanalstrecke zwischen Peine und der Kanalkreuzung mit der Reichsbahnstrecke Peine—Braunschweig, an die der Hafen der Ilseder Hütte angeschlossen wird, wurde mit Nachdruck gearbeitet. Als erwähnenswerte Bauausführung ist die Herstellung des Fuhse-Dükers zu nennen, die mit Rücksicht auf die benachbarten Wasserwerke im Nassen, d. h. ohne Senkung des in Höhe des Kanalspiegels liegenden Grundwassers ausgeführt werden mußte. Der Düker besteht aus fünf eisernen Rohren von über 3 m Durchm. Die Rohre wurden in einer über dem Grundwasser liegenden Montagegrube zusammengefügt, vorübergehend durch Blindflanschen und Schotten verschlossen, durch

Abb. 13. Fuhsedüker, Rohr 1 wird durch Füllen der Kammern mit Wasserballast aufgerichtet.

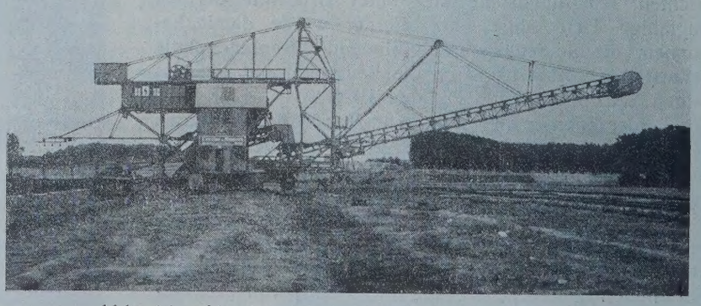


Abb. 14. Absetzgerät der Firma Lerche & Nippert auf der Ablagerungsfläche bei Bechtsbüttel.

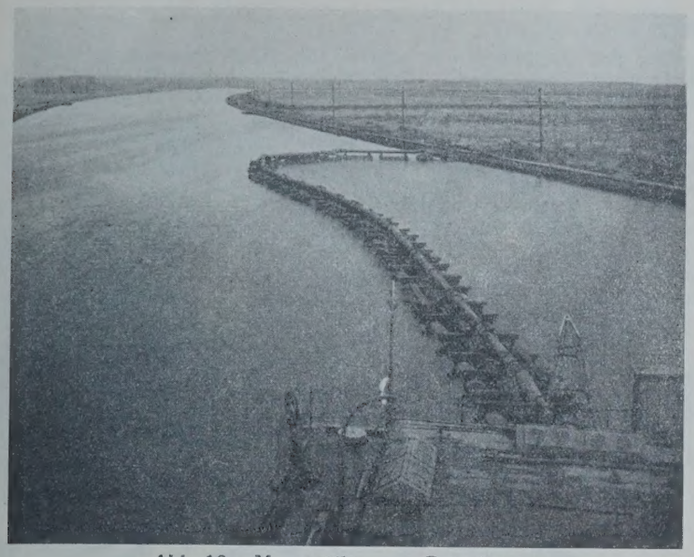


Abb. 16. Moorspülbagger „Drömling".
Blick auf die Druckleitung und Spülfeld I (im Hintergrunde).

Hebung des Wasserstandes zum Aufschwimmen gebracht, schwimmend an die Dükerbaustelle gefahren und durch allmähliches Einfüllen von Wasser in das Rohrinnere zum Aufrichten und Absenken auf die Häupter gebracht (Abb. 13).

Auf der 1926 neu in Angriff genommenen Strecke zwischen der Reichsbahn Peine—Braunschweig und dem Ihlekanal bei Burg war es infolge der Kürzung der Haushaltsmittel im Jahre 1928 nicht möglich, neue Erdarbeiten zu verdingen. Die Mittel reichten gerade aus, die bereits im Gange befindlichen Erdarbeiten vertragsgemäß fortzusetzen und die Bauwerke auszuführen, deren Herstellung nach dem Bauplane für diese Erdarbeiten notwendig war. Etwa die Hälfte der Erdarbeiten war bei Beginn des Jahres verdungen, bis zu seinem Ende konnten etwa $^1/_3$ der verdungenen Mengen gefördert werden. Die arbeitstägliche Leistung in den Sommermonaten betrug 28 000 m³, entsprechend der Fertigstellung einer Kanalstrecke von etwa 80 m Länge am Tage. Abgesehen von einigen unvorhergesehenen Schwierigkeiten bei der Grundwasserbewältigung und durch nicht erwartete Bodeneinlagerungen von Fels und Geröll gingen die Erdarbeiten planmäßig voran. Abb. 14 zeigt einen Absetzapparat kurz vor seiner Inbetriebsetzung auf einer Kippe des Loses *B* 7 bei Bechtsbüttel. Der Apparat hat sich bei dem Einbau der aus fetten Tonen und Mergeln bestehenden Bodenarten in die Ablagerung bisher gut bewährt. Abb. 15 und 16 geben Darstellungen der Naßbagger- und Spülarbeiten in Drömling nordwestlich Oebisfelde mit dem Moorbagger und Spülgerät (Abb. 15) und mit Spülleitung, Spülfeld und der bereits ausgehobenen Kanalstrecke (Abb. 16). Das Spülfeld liegt im Hintergrunde rechts und ist von Flechtzäunen umschlossen. In Abb. 17 ist der Spülkippbetrieb zur Herstellung des hohen Dammes nördlich von Magdeburg dargestellt. Der Boden wird in einer Seitenentnahme gewonnen, mit Kippwagenzügen zum Damme gefahren, gekippt und in den Dammkörper nach dem Spülkippverfahren eingebaut. Unterhalb des Zuges sind die Wasserrohre zu erkennen, aus denen das Spülwasser verteilt ausströmt. Der gekippte Boden wird aufgeschwemmt und verteilt sich in flacher Böschungsneigung; die Abbildung zeigt die Außenböschung des Dammes.

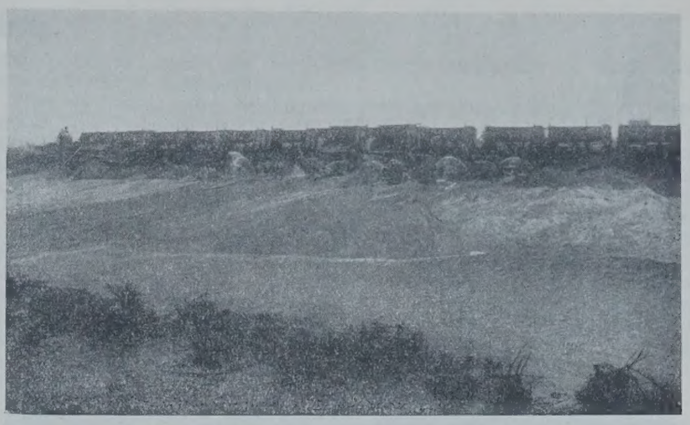


Abb. 17. Spülkippbetrieb am hohen Damm, nördlich von Magdeburg.

An Bauwerken wurden 15 eiserne Straßenbrücken, 2 Betonbrücken, 3 Eisenbahnbrücken, 7 Düker und 3 Dammunterführungen fertiggestellt. Abb. 18 zeigt eine Straßenbrücke von 52 m lichter Weite über dem Kanal bei Neuhaldensleben mit Nebenöffnungen für die Unterführung von Bahnanlagen, Abb. 19 und 20 eines der Durchlaßbauwerke in der hohen Dammstrecke nördlich Magdeburg während der Betonierung und nach der Ausschalung.

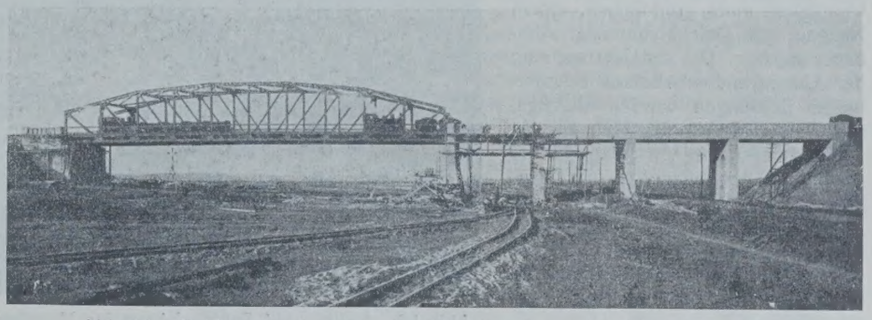


Abb. 18. Feldwegbrücke über den Mittellandkanal bei Neuhaldensleben. (52 m Lichtweite.)

5. Wesergebiet und Ems-Weser-Kanal.

An der Weser sind die Ausbauarbeiten zur Beseitigung der regelmäßig auftretenden Fahrwasseruntiefen zwischen Münden und Minden, durch die die Schiffahrt stark beeinträchtigt wird, fortgesetzt worden. Die vorbereitenden Arbeiten für den Neubau der Schleppzugschleuse bei Hameln, mit dem der zu Lasten Preußens gehende Bau der neuen Straßenbrücke über die Weser aufs engste zusammenhängt, konnten im wesentlichen abgeschlossen werden. Für den Ausbau der Weser von Münden bis Minden wurden die Vor- und Entwurfsarbeiten beendet. Neu aufgenommen wurden die Vor- und Entwurfsarbeiten für die Kanalisierung der Werra von Eschwege bis oberhalb Heringen. Gleichfalls zu Ende geführt wurden die Vor- und Entwurfsarbeiten zur Kanalisierung

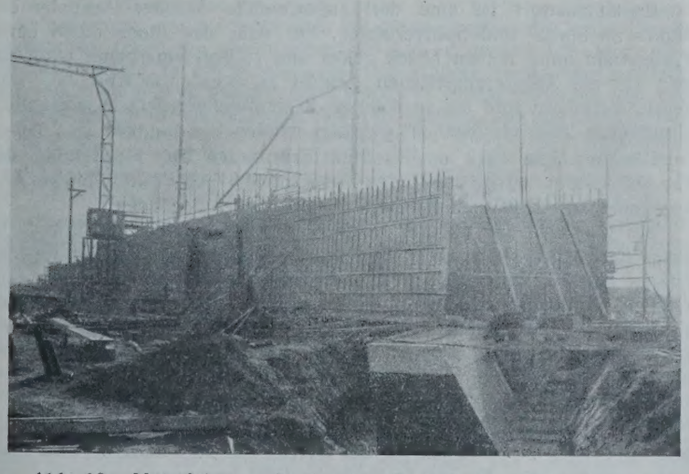


Abb. 19. Unterführung der Landstraße Rothensee—Glindenberg während der Betonierung (Länge 117 m, Lichtweite 8 m).

Abb. 20. Unterführung der Landstraße Rothensee—Glindenberg nach der Ausschalung.

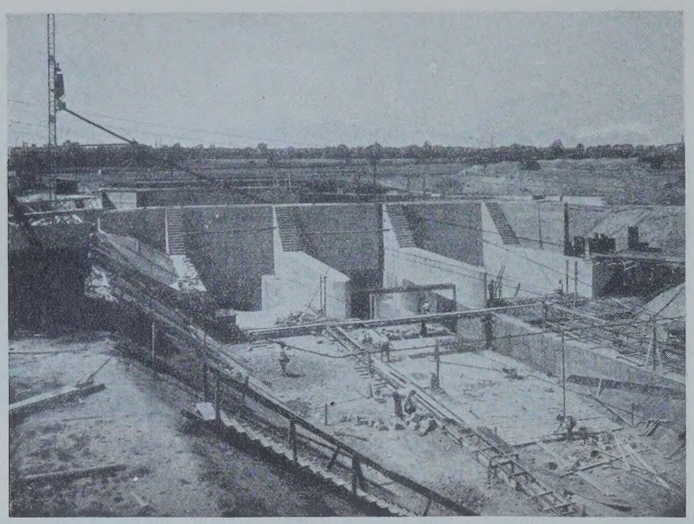


Abb. 21. Emscherdüker. Ansicht des Einlaufbauwerks.

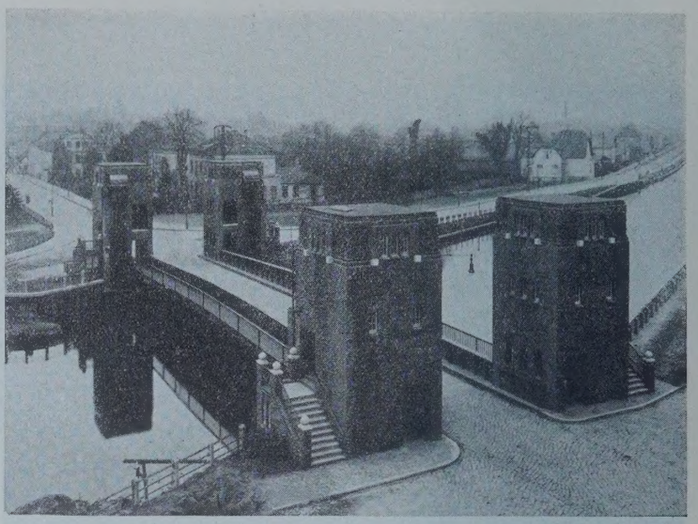


Abb. 22. Hubbrücke über den Küstenkanal in der Stadt Oldenburg.

der Mittelweser von Minden bis Bremen, für die nunmehr ein baureifer Entwurf vorliegt. Die Verhandlungen zur Finanzierung dieses Bauvorhabens wurden aufgenommen. Für das Weserwehr bei Dörverden, dessen Betonsohle und Betonpfeiler durch den Angriff des sulfathaltigen Weserwassers stark gelitten haben, hat sich die Notwendigkeit eines gründlichen, einem Neubau fast gleichkommenden Umbaues ergeben. Die zur Untersuchung der Untergrundverhältnisse erforderlichen Bohrungen wurden durchgeführt. Ein Ideenwettbewerb zur Erlangung geeigneter Vorschläge für die Ausbildung der neuen Wehrverschlußkörper wurde ausgeschrieben.

An der Aller ist die Eisenbahnbrücke bei Schwarmstedt gehoben worden, um die für die Schiffahrt erforderliche freie Durchfahrthöhe zu schaffen.

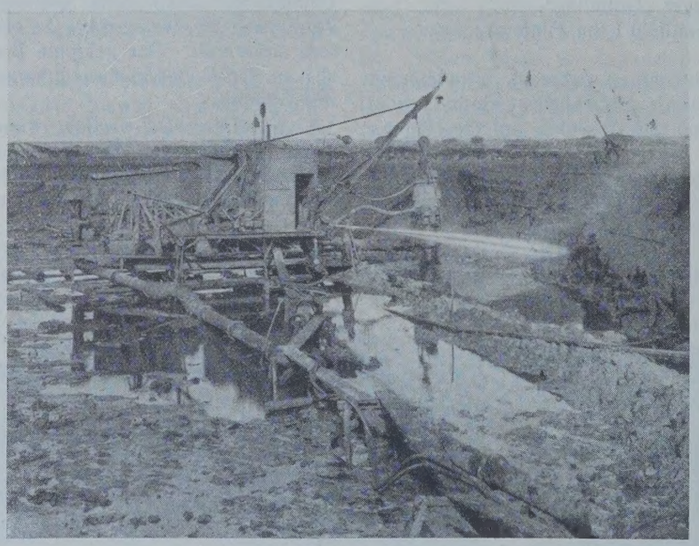


Abb. 23. Spritz- und Spülverfahren für Moorboden am Küstenkanal. Krangestell mit den Schlammpumpen vor Ort.

Am Ems-Weser-Kanal wurden die Dammverstärkungen so weit fertiggestellt, daß die Bedenken gegen die von der Schiffahrt dringend gewünschte Zulassung einer größeren Tauchtiefe der Schiffe zurückgestellt werden konnten. Während die Schiffe früher nicht mehr als 1,85 m Tiefgang haben durften, können sie jetzt, ebenso wie auf dem Dortmund-Ems-Kanal, bis 2 m tief abladen. Der Umbau des Hochwasserauslasses bei km 150,7 des Ems-Weser-Kanals, dessen Abführungsvermögen zur Verhütung von Dammbrüchen erheblich vergrößert werden mußte, wurde vollendet. Die am Grenzauedurchlaß bei Dankersen nötig gewordenen Sicherungsmaßnahmen gegen Durchquellungen sowie die Ausbesserung von vier Dükern, die schwere, durch Zersetzung des Betons hervorgerufene Schäden aufwiesen, sind gleichfalls ausgeführt worden.

Die Vor- und Entwurfsarbeiten zur Untersuchung der Bauwürdigkeit des Hansakanals, die umfangreiche Geländeaufnahmen, Bohrungen zur Feststellung der Untergrund- und Wasserstandsverhältnisse, Bonitierungs- und Kartierungsarbeiten erfordern, wurden erheblich gefördert.

6. Westliche Kanäle.

Am Dortmund-Ems-Kanal wurde für die zweite Fahrt an der Emscherkreuzung der Emscherdüker in der Hauptsache fertiggestellt (Abb. 21) und die Emscher bereits durch ihn hindurchgeleitet. Der größere Teil der Erdarbeiten für die zweite Fahrt ist ebenfalls fertig. Die Naßbaggerarbeiten für den Anschluß an den bestehenden Kanal haben begonnen. Zu diesem Zweck ist der Nordteil der zweiten Fahrt durch das ebenfalls fertiggestellte Sicherheitstor abgeschlossen und unter Wasser gesetzt worden.

Die vom Unternehmer auszuführenden Arbeiten haben sich etwas verzögert, so daß mit der völligen Fertigstellung der zweiten Fahrt erst im Sommer d. J. zu rechnen ist.

Die Bauarbeiten für die zweite Fahrt bei Olfen konnten noch nicht in Angriff genommen werden; der Stand der Vor- und Entwurfsarbeit gestattet aber den Beginn der Arbeiten im Frühjahr d. J.

Die Entwurfsarbeiten für die Erweiterung des Dortmund-Ems-Kanals für Schiffe von 1500 t Tragfähigkeit wurden abgeschlossen. Der endgültige Vorschlag für den Umbau des Kanals sieht auf der Strecke von Dortmund bis Gleesen eine Erweiterung des vorhandenen Kanals vor, wobei aber mehrere Engstellen durch zweite Fahrten umgangen werden, während auf den Ausbau der kanalisierten Ems verzichtet wird und von Gleesen ab auf der rechten Seite der Ems ein neuer Seitenkanal angelegt werden soll. Diese Lösung entspricht am vollkommensten den Belangen der Großschiffahrt wie auch der Landeskultur im Emsgebiet und ist bestimmt nicht teurer als der Ausbau der kanalisierten Ems.

Am Küstenkanal ist die Erweiterung des Hunte-Ems-Kanals von Oldenburg bis Kampe bis auf kleine Restarbeiten, insbesondere die Beseitigung einer alten Schleuse im Zuge des Kanals, fertiggestellt. Besonders bemerkenswert von den Bauwerken des Kanals sind die neuen Hubbrücken über den Kanal in der Stadt Oldenburg (Abb. 22).

Das Land Oldenburg hat die Fortsetzung des Kanals nach Westen zwischen Kampe und der oldenburg-preußischen Landesgrenze bei Sedelsburg wesentlich weitergefördert. Das Reich wird dieses Kanalstück nach Fertigstellung gegen Erstattung seines Kostenanteils übernehmen. Die Arbeiten auf der Strecke von der preußisch-oldenburgischen Landesgrenze bis Dörpen sind planmäßig fortgesetzt worden. Von den gesamten Aushubmassen ist bereits rd. $^1/_3$ bewältigt.

Erwähnenswert ist eine dort angewendete Art des Aushubs des Moores im Spritz- und Spülverfahren, bei dem das Moor durch einen Wasserstrahl unter hohem Druck gelöst und zu Brei verarbeitet wird, um dann auf die Ablagerungsflächen gespült zu werden (s. Abb. 23). Mit diesem Verfahren sind bis zu 4000 m³ in 24stündiger Schicht, im Durchschnitt etwa 2500 bis 3000 m³ geleistet worden.

Die im Jahre 1918 eingestellten Erdarbeiten zur Herstellung des Kanals Hamm—Lippstadt (Los I von km 40,3 bei Werries, bis km 47,1 bei Schmehausen) wurden im Herbst 1926 wieder begonnen.

Mit Rücksicht auf die hier vorliegenden besonderen Verhältnisse ist dieses Kanalstück schon jetzt zweischiffig ausgebaut, während für den übrigen Teil bis Lippstadt km 73,6 im Falle seines Ausbaues das einschiffige Profil vorgesehen ist. — Der zweischiffige Querschnitt hat eine Wasserspiegelbreite von 31 m bei normalem Kanalwasserstand. Es sind alle Vorkehrungen getroffen, um ihn um 0,50 m anspannen zu können, so daß dann der Kanal mit 1000-t-Schiffen befahren werden kann.

Der Ausbau dieses Loses I ist im Herbst 1928 fertiggestellt.

Um den Anschluß dieses Kanalstückes an den bereits früher hergestellten Kanal zu bewirken, ist bei Werries km 40,4 noch der Bau einer Schleuse notwendig. Sie soll im Frühjahr 1929 begonnen werden und wird voraussichtlich im Herbst 1930 beendet sein. (Fortsetzung folgt.)

Vermischtes.

Die Erweiterungsbauten des Hafens von Bombay. Nach einem Bericht in The Dock and Harbour Authority Nr. 94 vom August 1928 wird der Hafen von Bombay erweitert. Es handelt sich dabei um die Errichtung eines neuen Lagerhauses und die Neuanlage eines dem Flußschiffverkehr im Seehafen dienenden Kais. Das Lagerhaus wird auf einem schon vorhandenen Kai errichtet, bei dessen Erbauung im Jahre 1913 schon der das Lagerhaus tragende Pfahlrost eingerammt wurde. Damals wurden sieben Reihen mit je 34 Gruppen von Pfählen eingerammt. Jede Pfahlgruppe besteht aus drei oder vier Pfählen. Die erste Reihe an der Westseite hat je drei Pfähle je Gruppe, die nächsten fünf Reihen je vier Pfähle, die siebente Reihe wieder je drei Pfähle in jeder Pfahlgruppe. Im ganzen wurden so 856 Pfähle gerammt. Die Pfähle sind aus Hartholz, insbesondere

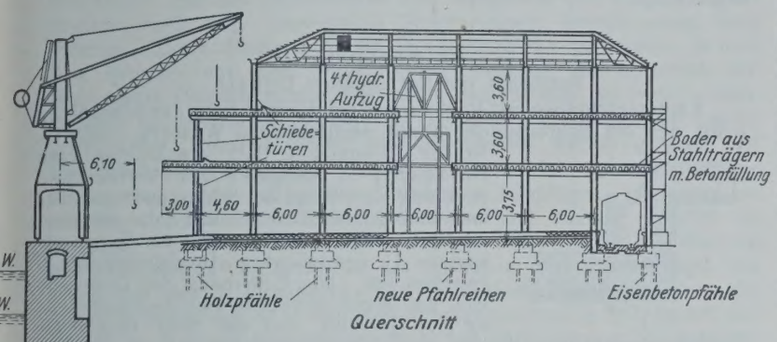


Abb. 1.

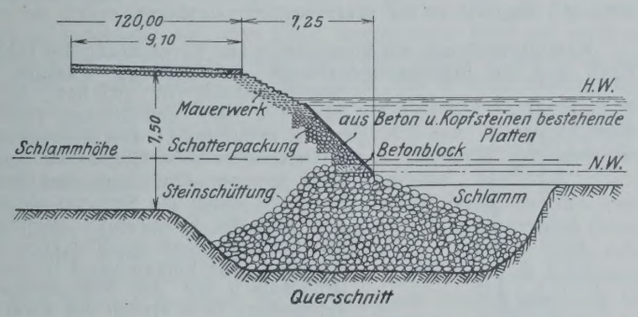


Abb. 2.

Terpentinholz, rund, mit 25 bis 30 cm Mittenstärke, gerade, von kräftigen sprungfreien Stämmen. Die Pfähle sind mit Walzeisenringen und einem mit Walzeisenbändern befestigten Pfahlschuh versehen. Die 8 bis 10 m langen Pfähle wurden bis in den gewachsenen Boden eingerammt, bis beim Einrammen durch einen Rammbären von 1 t Gewicht bei 2 m Fallhöhe durch sechs Schläge der Pfahl nicht mehr als 5 cm einsank. Nach dem Rammen wurde gut eingeschlämmt, der Füllstoff zwischen den Kaimauern gestampft und eine 30 cm hohe Schotterschicht aufgebracht, auf die auf jede Pfahlgruppe ein 90 cm starker 1,6 × 1,6 m großer Betonblock aufgelegt wurde, der als Stützplatte für einen zweiten, die Stahlträger des Lagerhauses tragenden 45 cm hohen, 90 × 90 cm großen Betonblock dient. Da das nunmehr zu errichtende Lagerhaus größere Abmessungen erhalten soll, als ursprünglich geplant war, wurde in einem Abstande von etwa 5 m von der östlichen Holzpfahlreihe eine weitere, aus Eisenbetonpfählen bestehende Pfahlreihe mit je drei Pfählen in jede Gruppe eingerammt. Die Betonpfähle sind 9 m lang und 30 × 30 cm stark und wurden durch eine Dampframme mit einem 2 t schweren Rammbären eingerammt, bis sie bei einer Schlaghöhe von 25 cm mit fünf Schlägen nur noch 2,5 cm einsanken. Die alten Holzpfahlgruppen wurden freigelegt und unter die Betonplatten eine Betonschicht von 75 cm Stärke und 2,7 × 2,7 m Grundfläche gestampft, die auf Walzträgern aufliegt, die im Abstande von 30 cm nebeneinander ruhen und 8 kg/m wiegen. Das Lagerhaus selbst wird als Stahlhaus errichtet. Seine Bauweise ist aus Abb. 1 ersichtlich.

Der neue Kai soll 600 m lang und 120 m breit werden und eine Fläche von 7,5 ha bekommen. Der normale Wasserstand an der Stelle, an der der neue Kai errichtet werden soll, liegt 1,5 m über NNW. Vor Beginn der eigentlichen Bauarbeiten wurden entsprechend dem geplanten Umriß des Kais Versuchspfähle geschlagen. Dabei wurde festgestellt, daß die Schlammtiefe 4 bis 5 m betrug. Dann wurde, entsprechend dem geplanten Kaiumriß, der Schlamm bis zu einer Tiefe von 5,5 m unter NNW abgebaggert und dafür eine Packlage eingebracht, auf die eine Steinschicht von im Mittel 5 cm starken Steinen aufgetragen wurde. Auf die Steinschicht wurden abgekröpfte Eisenbetonblöcke aufgelegt, auf denen die schräge Kaiwand aufgebaut wurde.

Die Kaiwand selbst besteht zunächst aus pflastersteinartigen Basaltsteinen von 30 cm Höhe (Abb. 2). Die Steine wurden vorher in Formen eingestellt, die mit Beton gefüllt wurden. Auf diese Weise wurden Betonplatten mit Basaltsteinen hergestellt, aus denen dann bei niedrigem Wasserstande die Kaimauern aufgemauert wurden, die eine Hinterfüllung von Steinschlag, Bruchziegeln u. dergl. erhielten. Der obere Rand der Kaimauern ist aus Ziegeln mit Kalkmörtel stufenförmig gemauert. Die Auffüllung der Kais geschah vom Ufer her. Der Schlamm wurde ausgebaggert und Moor, Erde und Schutt eingefüllt. Der Kai erhält außerdem sechs Holzverladerampen. Ein Drittel des Kais ist beschottert. Der Kai ist mit Entwässerungseinrichtungen versehen, erhält einen Schienenstrang und Wasserleitung. Zum Bau wurden 64 500 m³ Mauerwerk, Packlage und Steine verwendet, 630 000 m³ Füllmaterial gebraucht und 400 000 m³ ausgebaggert. Schm.

Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. 36. Einsturz eines Eisenbetonschornsteins. Ein industrielles Unternehmen ließ von einer Bauunternehmung in den Monaten Oktober bis April einen 110 m hohen Schornstein aufführen, dessen äußerer Durchmesser über dem Fundament 8,15 m und an der Spitze 5,36 m betrug. Der äußere Mantel bestand aus 40 bis 15 cm starken Betonformsteinen, die auf der Baustelle selbst gestampft wurden, und war mit lotrechten, an den Stößen verschraubten Flacheisen und wagerechten Ringen aus Rundeisen bewehrt. Die Bewehrungseisen lagen in entsprechenden Aussparungen der Betonformsteine und wurden durch den Fugenmörtel mit diesen zu gemeinsamer Wirkung verbunden. Das Mischungsverhältnis des Betons, der Steine und des Fugenmörtels betrug 1 : 5,5. Dem für die Steine verwandten Zement wurde auf Veranlassung des Bauherrn im Verhältnis 1 : 20 Manganschwarz zugesetzt, um eine dunkle Färbung des Schornsteins zu erreichen.

Das innere Ziegelsteinfutter des Schornsteins stand in Schüssen von 10 bis 20 m auf inneren ringförmigen Konsolen, die durch besonders auskragende, bewehrte Formsteine des äußeren Mantels gebildet wurden. Alle Baustoffe mit Ausnahme der lotrechten Bewehrung lieferte der Bauherr.

Das Futter wurde nach Fertigstellen des äußeren Mantels in Kalkmörtel 1 : 4 mit geringem Zementzusatz hochgeführt. Als es eine Höhe von rd. 80 m erreicht hatte, stürzte der obere Schornsteinteil während der Arbeit bei windstillem Wetter plötzlich ein. Ein unterer Stumpf von 25 bis 45 m Höhe blieb stehen. Die zehn beim Hochführen des Futters beschäftigten Leute und ein unten beschäftigter Arbeiter verunglückten tödlich. Zwei weitere wurden leichter verletzt.

Etwa 14 Tage vor dem Unglück hatte ein Handwerker des Bauherrn, als er auf den äußeren Steigeisen herabstieg, in rd. 45 m Höhe einen 1,5 bis 2 m langen, schräg durch drei Schichten verlaufenden Riß links von den Steigeisen beobachtet. Zwei Tage vor dem Einsturz sah er wieder beim Abstieg, daß dieser Riß inzwischen verschmiert worden war. Diese Beobachtungen meldete er aber niemandem.

Am Morgen des Unglückstages bemerkten mehrere der unten beschäftigten Arbeiter in rd. 45 m Höhe links und rechts von den Steigeisen Abbröckelungen und Sprünge an mehreren Betonsteinen und teilten ihre Beobachtungen einem zufällig unten anwesenden, beim Einsturz tödlich verunglückten Maurer mit. Der Polier befand sich während der Arbeitszeit auf dem Gerüst im Schornstein und kam beim Einsturz ebenfalls ums Leben.

Der seit kurz vor der Vollendung des äußeren Mantels nur noch tageweise zur Nachprüfung auf der Baustelle anwesende Bauführer der ausführenden Firma hatte bei der letzten rd. 6 Wochen vor dem Einsturz ausgeführten Besichtigung des Schornsteininnern keine Unregelmäßigkeiten bemerkt. Auch die sachverständigen Vertreter des Bauherrn hatten keine Schäden beobachtet und auch nichts von solchen gehört.

Nach den Zeugenaussagen und nach den örtlichen Feststellungen spielte der Einsturz sich folgendermaßen ab: Zuerst bröckelten kleine Steinteile in Höhe des Risses ab. Dann begann, zunächst noch lotrecht bleibend, der obere Teil in einer etwa unter 60° geneigten Bruchfuge nach der Seite der Steigeisen zu abzugleiten, wobei sich der Teil über der Bruchfuge unter Entwicklung einer Staubwolke ausbauchte. Nachdem der obere Teil im Stück abgeglitten war, änderte er, wohl infolge Nachgebens des unteren Mauerwerks, etwas seine Richtung und neigte sich dann zur Seite, wobei er auseinanderbrach.

Die Zeugenaussagen über die Güte der Ausführung waren teilweise widersprechend. Die wichtigste Aussage, nach der in der Höhe der Bruchfuge eine vom Entwurf abweichende schwächere Steinsorte vermauert worden sein sollte, konnte nicht mehr einwandfrei nachgeprüft werden. Beim Hochmauern des Schaftes in der Gegend der Bruchfuge herrschte kühle Witterung. Bei Temperaturen unter — 3° ist aber anscheinend nicht gemauert worden (Eisenbetonbestimmungen von 1916 § 8).

Bei der Ortsbesichtigung und an einem aus dem stehengebliebenen Stumpf entnommenen Probestück wurde von den Sachverständigen stellenweise ungenaue Lage der Bewehrung und mangelhafte Umhüllung mit Beton festgestellt. Das Fundament hatte sich nicht gesetzt. Die statische Berechnung und der Entwurf befanden sich in Ordnung. Das vorgesehene Mischungsverhältnis war eingehalten und die Festigkeit der Eiseneinlagen ausreichend.

Die Prüfung von Zementproben aus den Restbeständen ergab keine Anstände. Doch ist entgegen der Vereinbarung, wegen der kühlen Witterung nur hochwertigen Zement zu verwenden, beim Schaft in der

Bruchgegend offenbar Handelszement verwandt worden. Auch scheint der Zement vor dem Verbrauch teilweise reichlich lange gelagert zu haben.

Der hinsichtlich der Korngrößenabstufung einwandfreie Kiessand hatte 4,4 % abschlämmbare und 4,81 % säurelösliche Bestandteile. Diese Verunreinigung drückt die Festigkeit etwas herab.

Einen wesentlich schädlicheren Einfluß auf die Festigkeit hatte aber anscheinend der Farbzusatz. Versuche mit unvermauert vorgefundenen Formsteinen ergaben nach $^1/_2$ Jahr ohne Farbzusatz eine Druckfestigkeit von i. M. 201 kg/cm², mit Farbzusatz in Höhe von $^1/_{20}$ der Zementmenge eine solche von 93,5 kg/cm². Die entsprechenden Werte betrugen im Alter von einem Jahre 230 bezw. 127 kg/cm². Aus Bruchstücken des eingestürzten Teiles herausgeschnittene Betonsteinwürfel von 11 bis 23 cm Kantenlänge mit Farbzusatz hatten nach $^1/_2$ Jahr eine Festigkeit von i. M. 191 kg/cm². Nachträglich aus den beim Bau verwandten Baustoffen im gleichen Mischungsverhältnis (1 : 5,5 erdfeucht) angefertigte Probewürfel ergaben nach 28 Tagen ohne Farbzusatz 365 kg/cm², mit Farbzusatz von $^1/_{16}$ der Zementmenge 275 kg/cm² und mit $^1/_{15}$ Farbzusatz 238 kg/cm² Druckfestigkeit. Auch Versuche mit normenmäßigen Druckproben aus den beim Bau verwandten Zementen ergaben infolge des Farbzusatzes einen Festigkeitsabfall von i. M. 5,5 bis 14 % (Höchstwert 37 %). Ganz besonders nachteilig wirkte der Farbzusatz aber auf die Haftfestigkeit zwischen frischem und älterem Beton. Bei nicht aufgerauhter Anbindefläche wurde durch den Farbzusatz die Scherfestigkeit in der Anbindefuge von 1,9 auf 0,9 kg/cm², also um rd. 50 %, und bei aufgerauhter Fläche von 5,9 auf 3,6 kg/cm² (32 %) herabgemindert.

Die Festigkeit des ungefärbten Fugenbetons wurde an 4 Monate alten, aus den Trümmern entnommenen Prismen von 100 bis 200 cm² Querschnitt und 13 bis 20 cm Höhe zu 122 kg/cm² ermittelt.

Eine aus dem unteren Teil des stehengebliebenen Schornsteinstumpfes entnommene Mauerwerkprobe von 98 cm Breite, 110 cm Höhe und 34 cm Dicke hatte im Alter von neun Monaten eine Druckfestigkeit von nur 33 kg/cm². Diese Festigkeit ist von der gleichen Größenordnung wie die lediglich infolge des Eigengewichtes im Schornsteinmantel hervorgerufenen Druckspannungen, die in der Bruchfuge etwa 25 kg/cm² und an der ungünstigsten Stelle in 60 m Höhe 32 kg/cm² betrugen. Da aber aus der Güte der aus dem unteren unbeschädigten Schornsteinrumpf entnommenen Probe nicht mit Sicherheit auf die Festigkeit des Schornsteinmantels in Höhe der Bruchfuge geschlossen werden konnte und die dort unter dem Eigengewicht auftretenden rechnungsmäßigen Spannungen die bei den Versuchen ermittelte Druckfestigkeit nicht überstiegen, wesentliche Mängel in der Güte der Ausführung oder Abweichungen vom Entwurf nicht nachgewiesen werden konnten, war es den Sachverständigen nicht möglich, die Ursache für die mangelhafte Standfestigkeit des Schornsteins festzustellen. Auch vermochten sie nicht zu entscheiden, ob die 14 Tage vor dem Unglück aufgetretenen Risse als ernstes Warnungszeichen angesehen worden wären, wenn sie der damals verantwortliche, zwei Tage vor dem Unglück entlassene Polier rechtzeitig gemeldet hätte.

Auf Grund dieses Ergebnisses der Untersuchung stellte die Staatsanwaltschaft das Verfahren wegen Mangels an Beweisen ein. Wenn auch der Polier die Risse hätte melden müssen, so sei es doch durchaus möglich, daß auch nach sachverständiger Prüfung die Schließung der Risse durch Zementmörtel angeordnet worden wäre. Dadurch sei aber der ursächliche Zusammenhang zwischen der Unterlassung der Meldung und dem Einsturz unterbrochen. Dem Bauführer sei nicht zu widerlegen, daß er von den Rissen nichts gewußt habe. We.

Fahrbare Betonverteilungsmaschine. Bei dem Bau der neuen städtischen Hafenanlage in Buffalo N. Y. war nach einem Bericht in Eng. News-Rec. vom 27. September 1928 das Problem der Betonverteilung wegen der großen Ausdehnung der Baustelle von besonderer Bedeutung. Es handelte sich um die Herstellung zweier Becken von 30 und 67 m Breite und 365 m Länge. Die fahrbare Maschinenanlage zum Mischen und Verteilen des Betons ist in der Abbildung dargestellt. Diese trägt ein Turmgerüst mit einem Einlauftrichter und einem Aufzug für das Mischgut. An den Trichter schließt sich eine mit einem Kniegelenk versehene schwenkbare Förderrinne, die durch einen Ausleger gestützt und seitlich durch Kabel schwenkbar ist. Ähnliche fahrbare Einrichtungen zum Mischen und Verteilen des Betons sollen sich auch schon für andere Ausführungen gut bewährt haben. Zs.

Bauunglück in Vincennes. Zu der in der „Bautechnik" 1928, Heft 51, S. 750 veröffentlichten Mitteilung geben wir auf Wunsch des Deutschen Stahlbau-Verbandes und des Deutschen Beton-Vereins noch folgende Auskunft eines gerichtlichen Sachverständigen bekannt: Das Gebäude bestand aus zwei Frontmauern und aus zwei Giebelmauern aus Bruchsteinmauerwerk; jedes Stockwerk hatte eine Zwischendecke, die in Eisenbeton monolithisch ausgebildet war und auf allen vier Rändern auf der vollen Stärke der Außenmauern aufruhte.

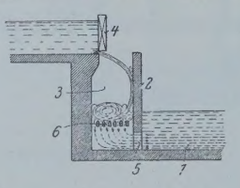
Im Innern standen in zwei parallelen Reihen acht eiserne Stützen, deren Gründung nach Qualität und Abmessungen des Mauerwerks sowie nach Art des Baugrundes durch den Befund als mangelhaft zu bezeichnen ist, ohne daß dies jedoch für den Einsturz von Belang ist; denn diese Stützen gingen durch die Eisenbetondecke hindurch, ohne daß die kleinste Verbindung zwischen beiden vorhanden war. Zur Zeit des Einsturzes hatten die Stützen beinahe keine Last zu tragen: Sie waren einzig und allein zur Versteifung der Innenwände bestimmt, die aus Gips herzustellen und noch nicht in Angriff genommen waren. Der erforderliche Gips lagerte auf den Eisenbetondecken, überlastete sie offenbar und bildete so die erste Ursache des Einsturzes. In den Außenmauern, die allein nachgegeben haben, befanden sich keine Eisenstützen, es besteht somit keinerlei Anlaß, in diesem Fall von einem „Eisenfachwerk" zu reden.

Bemerkenswerte Hallenbauten in Holz. Zu diesem in der „Bautechnik" 1928, Heft 51, veröffentlichten Aufsatze von Dipl.-Ing. K. Jost teilen wir auf Ersuchen der Firma Luszczarnie Ryżu w Gdyni, der Besitzerin der in dem Aufsatze besprochenen Rohreis-Lagerhalle, mit Erlaubnis des Verfassers nachträglich mit, daß die betr. Lagerhalle in Gdingen (Polen) errichtet ist.

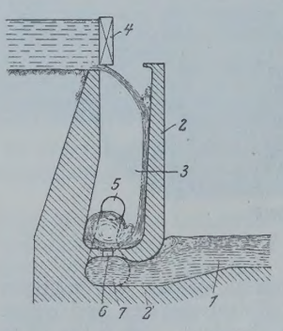
Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

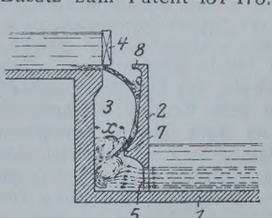
Kammerschleuse mit Vorkammer zur Vernichtung der lebendigen Kraft des am Schleusenoberhaupt einfließenden Wassers. (Kl. 84b, Nr. 451 473 vom 1. 4. 1925, von Dr.-Ing. Emil Burkhardt in Stuttgart.) Die Vorkammer 3 wird durch die Wand des Schleusenoberhauptes und eine Querwand 2 gebildet, die mit einer die Vorkammer unmittelbar mit der Schleusenkammer 1 verbindenden Durchflußöffnung 5 versehen ist. Die Entfernung der Querwand von der Wand des Schleusenoberhauptes ist so groß gewählt, daß das beim Heben des Tores 4 einströmende Wasser in freiem Strahl gegen die Querwand 2 stürzt, durch den rostartigen Zwischenboden 6 und durch die Durchflußöffnung 5 hindurch in die Schleusenkammer strömt.



Kammerschleuse mit Vorkammer zur Vernichtung der lebendigen Kraft des am Schleusenoberhaupt einfließenden Wassers. Zusatz zum Patent 451 473. (Kl. 84b, Nr. 456 741 vom 11. 6. 1927, von Dr.-Ing. Emil Burkhardt in Stuttgart.) Um Kammerschleusen für besonders hohe Gefälle zu verwenden, wird die am Oberhaupt der Schleusenkammer 1 durch die Seitenwände der Kammer und die Querwand 2 gebildete Vorkammer 3 mit einem geschlossenen Boden 2' versehen. Die Vorkammer 3 ist durch Umlaufkanäle 5 mit der Schleusenkammer 1 verbunden. Beim Heben des Tores 4 stürzt das einströmende Wasser gegen die Querwand 2 und an ihr entlang auf den Boden 2', wo die lebendige Kraft vollkommen vernichtet wird. Erst wenn das Wasser in der Vorkammer auf eine bestimmte Höhe gestiegen ist, fließt es durch die Umlaufkanäle 5 in die Schleusenkammer. Zum Ablassen der Ablagerungen auf dem Boden 2' sind Durchbrechungen 6 vorgesehen, die durch abhebbare Verschlußdeckel 7 abgedeckt werden.



Kammerschleuse mit Vorkammer zur Vernichtung der lebendigen Kraft des am Kammerschleusenoberhaupt einfließenden Wassers. Zusatz zum Patent 451 473. (Kl. 84b, Nr. 452 846 vom 21. 2. 1926, von Dr.-Ing. Emil Burkhardt in Stuttgart.) Um die Bildung von Wasserwalzen zu begünstigen, wird die Querwand 2 der Vorkammer mit einem Vorsprung 7 versehen, der sich so weit in die Vorkammer erstreckt, daß der herabstürzende Wasserstrom abgefangen und abgelenkt wird und dadurch die lebendige Kraft vernichtet. Es bleibt aber ein genügend breiter Durchtrittsquerschnitt (x) für den Wasserstrom; die Verbindungsfläche zwischen der Querwand und deren Vorsprung wird gewölbt; oder die Querwand erhält einen Vorsprung 8, der bei ansteigendem Wasser Wirbelbildung begünstigt.



INHALT: Ideenwettbewerb für den Bau einer Rheinbrücke bei Ludwigshafen—Mannheim. — Dückdalben als Anlegewerke für große Schiffe in durch Bohrwurm gefährdeten Hafenanlagen. — Die Arbeiten der Reichswasserstraßenverwaltung im Jahre 1928 (Fortsetzung). — Vermischtes: Erweiterungsbauten des Hafens von Bombay. — Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. 36. Einsturz eines Eisenbetonschornsteins. — Fahrbare Betonverteilungsmaschine. — Bauunglück in Vincennes. — Bemerkenswerte Hallenbauten in Holz. — Patentschau.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

7. Jahrgang | BERLIN, 15. Februar 1929 | Heft 7

Alle Rechte vorbehalten.

Zur Frage des Baustahls in Deutschland.

Von Reichsbahnoberrat **Roloff** in Oppeln.

Die zurzeit in Amerika und in Deutschland allgemein üblichen Baustähle sind in der nachfolgenden Tafel 1 zusammengestellt. Stähle, die einmal in Ausnahmefällen bei diesem oder jenem größeren Bauwerk verwendet worden sind, sind nicht aufgenommen, so z. B. nicht der C-Stahl, der von Gustav Lindenthal bei der Hellgate-Brücke verarbeitet wurde. Die mit ● bezeichneten Angaben sind den Standard-Bestimmungen der American Society for Testing Materials entnommen. Die in Deutschland in den letzten Monaten herausgebrachten Stähle erscheinen umrahmt.

Nach welchen wesentlichen Gesichtspunkten sind die Baustähle zu beurteilen? Für den Entwerfenden sind maßgebend die Festigkeitseigenschaften, und zwar vornehmlich Streckgrenze[1]), Bruchspannung und Dehnung. Unter diesen steht die Streckgrenze für ihn obenan, er darf dem Baustahl nur eine Beanspruchung zumuten, die unterhalb der Streckgrenze (Streckspannung) liegt, denn alle Gesetze der Statik gelten lediglich für den elastischen Bereich. Je höher die Streckgrenze, um so größer das σ_{zul}, um so kleiner die Querschnitte, um so geringer das Eigengewicht des Überbaues. Wollte man mit einem Baustahl niedriger Streckgrenze große und größte Stützweiten bewältigen, so würde es schwierig werden, Querschnitte, Anschlüsse und Nietung sachlich zu gestalten. Ferner würden in den gewaltigen Stäben und Knotenblechen Nebenspannungen[2]) auftreten, die das vertretbare Maß überschreiten. So lassen sich nach Dr.-Ing. Bohny[3]) frei aufliegende Träger oder elastische Bogen in deutschem St 37 mit einer Streckgrenze von $\geqq$ 2400 kg/cm² nur bis 300 m, in einem hochwertigen Stahl von 50 % höherer Streckgrenze, z. B. dem deutschen St Si, dessen Streckgrenze 3600 kg/cm² beträgt, dagegen bis 500 m ausführen. Mit anderen Worten: Es gibt im Großbrückenbau Aufgaben, die ohne einen hochwertigen Stahl gar nicht zu bewältigen sind. In jüngster Zeit ist noch eine andere Aufgabe auf den Plan getreten, die der Konstrukteur mit einem Stahl niedriger Streckgrenze auch nicht mehr meistern kann. Das sind die Abraum-Förderbrücken im Braunkohlen-Bergbau. Es sei hier eine solche[4]) von 150 m Stützweite und einer haldenseitigen Ausladung von 75 m erwähnt. Sie wurde von den Mitteldeutschen Stahlwerken in St Si ausgeführt, weil St 37 ein zu großes Eigengewicht und damit zu große Auflagerdrücke für das Gleis ergeben hätte, das auf der Haldenseite auf frisch geschüttetem Boden verlegt werden muß. Eine Abraum-Förderbrücke ähnlicher Stützweite hat die Gute Hoffnungshütte[5]) aus gleichem Grunde in St 48 ausgeführt.

Weitere wichtige Merkmale für die Wertigkeit eines Stahles sind für den Konstrukteur Bruchspannung und Bruchdehnung. Die Gewähr, daß das Bauwerk bei zufälliger Beanspruchung über die Streckgrenze hinaus nicht gleich zu Bruch geht, ist einigermaßen gegeben, wenn der Baustoff nach Überschreitung der Streckspannung noch ein gewisses Arbeitsvermögen besitzt, d. h. wenn die Bruchspannung nicht zu dicht über der Streckgrenze liegt und wenn die Dehnung verhältnismäßig groß ist, also der Inhalt der Fläche, den die Spannungs-Dehnungs-Linie mit der Dehnachse begrenzt, einen großen Wert abgibt[6]). Die Zahlenwerte der Tafel 1 zeigen, daß in dieser Hinsicht St Si besser dasteht als St 48 und dieser besser als St 37.

Die Tatsache, daß es nicht möglich ist, bei den Stählen höherer Streckgrenze ein Elastizitätsmaß zu erreichen, das höher liegt als bei den Stählen niederer Streckgrenze, läßt sich nicht aus der Welt schaffen. Das wirkt sich darin aus, daß bei gleicher Netzhöhe Träger aus hochwertigem Stahl sich mehr durchbiegen als solche aus gewöhnlichem Baustahl. Ferner darin, daß im elastischen Bereich zwei Knickstäbe gleicher Länge und gleichen Querschnitts, von denen der eine aus gewöhnlichem Stahl, der andere aus hochwertigem Stahl gefertigt ist, nur die gleiche Knicklast zu tragen vermögen. Die meisten gedrückten Stäbe, zum mindesten im Brückenbau, haben aber einen solchen Schlankheitsgrad, daß ihre Knickspannung im unelastischen Bereich liegt, ihnen kommt also auch die höhere Streckgrenze zugute.

Der Werkstatt muß daran liegen, daß auch bei hoher Streckgrenze die Bruchspannung über ein gewisses Maß nicht hinausgeht, damit der Stahl nicht zu hart und die Bearbeitung nicht zu schwierig wird. Die Gewichtsverminderung, die mit der Verwendung hochwertiger Stähle verbunden ist, wird sie innerhalb gewisser Grenzen in den Stand setzen, das Bauwerk zu verbilligen. Die Kostenersparnis kann allerdings mit der Gewichtsverminderung nicht gleichen Schritt halten, denn der Baustoff kommt mit einem Aufpreis aus dem Walzwerk und erfordert in der Werkstatt mehr Löhne bei der Bearbeitung, während die Kosten des Gerüstes nahezu dieselben sind.

Hütte und Walzwerk werden darauf bedacht sein, daß die Zusätze, die die Erzeugung hochwertiger Stähle erfordert, nicht zu teuer sind, und daß sie nicht derart sind, daß Gießen und Walzen auf zu große Schwierigkeiten stößt.

In Deutschland beherrschte der Baustahl St 37, früher Flußeisen genannt, von 1893 ab das Feld vollständig. Er zählt zu den niedriggekohlten Stählen, d. h. zu denen, deren C-Gehalt weniger als 0,2 % beträgt. Er ist bequem in seiner Herstellung und Verarbeitung. Wir können nicht sagen, daß in Deutschland vor dem Kriege viel Anläufe gemacht worden seien, einen hochwertigen wirtschaftlich brauchbaren Stahl für mittlere und größere Brücken einzuführen. Das In- und Ausland gewährte dem deutschen Stahlbau Gelegenheit genug, sich zu betätigen, ohne daß im allgemeinen darauf gesehen werden mußte, das Angebot durch Verwendung veredelter Stähle zu verbilligen. Hinzu kam, daß in Deutschland meist nur Spannweiten in solchen Grenzen auftraten, daß sie auch ohne einen leistungsfähigeren Stahl bewältigt werden konnten. So blieb denn vor dem Kriege bei uns die Verwendung hochwertigerer Stähle auf einige wenige Bauwerke beschränkt. Die Eisenbahndirektionen Essen und Altona bauten einige kleinere Versuchsbrücken aus Nickelstahl, die M.A.N. in Gustavsburg erbaute die bekannte Kettenhängebrücke in Köln aus einem Stahl mit mäßigen Zuschlägen von Nickel und Chrom und die Dortmunder Union die Hindenburgbrücke in Berlin aus einem schwachgenickelten Stahl. Besonders hervorgehoben zu werden verdient das Vorgehen von Dr.-Ing. Voß, des Erbauers der Brücken über dem Kaiser-Wilhelm-Kanal, der in den 120 m weit gespannten Schwebeträger der Hochbrücke bei Hochdonn einen hochgekohlten Stahl von 30 kg/mm² Streckgrenze, 44 bis 51 kg/mm² Festigkeit und 20 % Dehnung verwendete, also teure Legierungen vermied. 1912/13 erörterte dann der Versuchsausschuß des Deutschen Eisenbauverbandes[7]) die Frage, ob nicht ein hochgekohlter Baustahl von 50 bis 60 kg/mm² Festigkeit, 30 kg/mm² Mindeststreckgrenze und 18 % Mindestdehnung zur allgemeinen Einführung vorzuschlagen sein möchte. Die Arbeiten wurden vom Kriege unterbrochen.

Erst das Frühjahr 1924 brachte eine bedeutungsvolle Wendung. Das Werk Riesa der Mitteldeutschen Stahlwerke A.-G. (damals Linke-Hoffmann-Lauchhammer A.-G.) hatte auf Veranlassung seines Direktors Dr.-Ing. Koppenberg und in enger Zusammenarbeit mit dem Versuchs- und Materialprüfungsamt der Technischen Hochschule Dresden die Erstellung eines hochwertigen wirtschaftlichen Baustahls im Siemens-Martin-Ofen ohne teure Zusätze, lediglich mit höherem C-Gehalt, versucht, dessen Prüfungsergebnisse die Festigkeitseigenschaften des St 37 weit übertrafen. Als Kohlenstoffstahl für Schiffbauzwecke war dieses höher gekohlte Material zwar schon früher bekannt und von anderen Werken auch vereinzelt hergestellt worden, ohne daß jedoch an seine planmäßige Einführung für Eisenbauzwecke gedacht worden wäre. Die Deutsche Reichsbahn stand damals vor dem Beginn ihrer Aufgabe, die Mehrzahl ihrer Brücken, die durch die immer mehr angewachsenen Verkehrslasten großenteils überbeansprucht waren, zu erneuern bezw. zu verstärken. Geheimer Baurat Dr.-Ing. Schaper erkannte die wirtschaftliche Bedeutung dieses Stahls[8]) und ließ ihm seine Förderung angedeihen,

---

[1]) Gehler „Einige Leitsätze über das Wesen und die Bedeutung des hochwertigen Baustahls St 48". „Bauingenieur" 1924, S. 630. — Kulka „Die Streckgrenze als Berechnungsgrundlage für Konstrukteure". „Stahlbau" 1928, Heft 1, S. 6.

[2]) Bohny „Der hochwertige Stahl im Eisenbau". Vorläufiger Abdruck der auf der Internationalen Tagung für Brücken- und Hochbau am 24. bis 27. September 1928 in Wien zur Verhandlung gelangten Referate.

[3]) Ebenda.

[4]) Wendt „Rationalisierung im Eisenbau unter besonderer Berücksichtigung des Baues von Abraum-Förderbrücken". „Die Bautechnik" 1928, S. 84.

[5]) Scharnow „Die Abraum-Förderbrücke der Grube Hansa und Prinzessin Viktoria". „Stahlbau" 1928, Heft 9.

[6]) Nach einem Vortrage von Prof. Dr.-Ing. Gehler vor dem Verein Deutscher Eisenhüttenleute am 27. Januar 1928.

[7]) Bohny „Die Verwendung hochwertiger Stähle bei eisernen Brücken und Hochbauten". „Die Bautechnik" 1924, Heft 28, S. 321.

[8]) „Die Bautechnik" 1925, Heft 45, S. 631.

indem er die Reichsbahndirektionen beauftragte, Angebote auf Lieferung von Eisenbauten künftig für diesen hochwertigen Stahl und für Flußstahl einzufordern. Anfängliche Bedenken, die Erzeugung dieses Stahls würde dem Siemens-Martin-Ofen vorbehalten bleiben und das Vorgehen der Reichsbahn bedeute somit eine Benachteiligung der Thomasbirne, wurden bald zerstreut, als eine gemeinschaftliche Erörterung der Angelegenheit zwischen dem Verein der deutschen Eisenhüttenleute, dem deutschen Stahlbauverbande und der Deutschen Reichsbahn ergab, daß der Stahl auch in der Thomasbirne hergestellt werden konnte. Er erhielt die Bezeichnung St 48. Die Vorschriften der Deutschen Reichsbahn setzten seine Streckgrenze zu 29 kg/mm², seine Festigkeit zu St 48 bis 58 kg/mm², seine Bruchdehnung zu 18% und seine zulässige Beanspruchung zu 30% höher als die des St 37 fest. Die Reichsbahn hat aus diesem Stahl eine beträchtliche Zahl von Brücken und auch einige Ingenieur-Hochbauten größerer Stützweite, in letzter Zeit die Bahnhofshalle in Königsberg (Pr.)[9]) ausgeführt. Sie zahlte, gemessen an St 37, für Erschwernisse, die bei der Erzeugung, Bearbeitung in der Werkstatt und auf der Baustelle auftraten, einen Aufpreis von zusammen 35 R.-M./t. Ein Teil der Mehraufwendungen war dadurch bedingt, daß nun neben dem St 37 ein zweiter Baustahl vorhanden war, dessen besondere Kennzeichnung und Lagerung besondere Maßnahmen erforderte. Auf einer Tagung am 15. Dezember 1925 in Rheinhausen, zu der Vertreter des Ministeriums für Volkswohlfahrt, des Kaiser-Wilhelm-Instituts für Eisenforschungen, des Vereins deutscher Eisenhüttenleute, des deutschen Stahlbauverbandes, des Vereins deutscher Schiffswerften und der Deutschen Reichsbahn erschienen, konnte Direktor bei der Reichsbahn Dr.-Ing. Kommerell[10]) folgendes mitteilen: „Im Deutschen Reich sind aus St 48 im ersten Jahre seiner Verwendung 40% aller neuen Brücken ausgeführt worden. Die Reichsbahn hat an 12 Bauwerken, deren Überbauten Stützweiten zwischen 19,2 und 189 m aufwiesen, gegenüber St 37 Gewichtsersparnisse zwischen 13,6% und 30% gemacht. Die fertig aufgestellten Überbauten dieser 12 Brücken haben 4,6 Mill. R.-M. gekostet, gegenüber 5,7 Mill. R.-M. in St 37. Die vom Reichsbahn-Zentralamt gemachten 1500 Proben lassen den Schluß zu, daß es sehr wohl möglich ist, die Festigkeitseigenschaften, die im November 1924 auf Drängen gewisser Werke verhältnismäßig niedrig festgelegt worden sind, zu erhöhen." Diese Anregung hat sich dann aber nicht weiter ausgewirkt, weil die ersten Aufsätze über den St Si die Gemüter bereits beschäftigten.

Die großen wirtschaftlichen Erfolge, die die Deutsche Reichsbahn mit der Verwendung des St 48 erzielt hatte, veranlaßten den preußischen Minister für Volkswohlfahrt, unter dem 25. Februar 1925 neue preußische Bestimmungen für den Eisenhochbau herauszugeben. Damit waren nun der Verwendung des St 48 auch bei Hochbauten außerhalb der Reichsbahn die Wege geebnet. Einige bemerkenswerte Hochbauten aus St 48 seien hier genannt: Die Messehallen IX[11]) und VII[12]) in Leipzig, die Flugzeughalle in Hamburg-Fuhlsbüttel von 80 m Stützweite[13]), die Zweigelenkbinder der Kraftwagenhalle der Hamburger Hochbahn[14]). Auch in den Kranbau hat St 48 Eingang gefunden. So hat die Kranbau-Gesellschaft Voß & Wolter[15]) einen Kran herausgebracht, dessen Höhe über Schienenoberkante 37 m und dessen Ausladung 4,8 m beträgt. Durch St 48 wurden an dem Ausleger allein 350 kg erspart, so daß die Nutzlast um 200 kg erhöht werden kann.

Aus geschichtlichen Gründen möge nicht unerwähnt bleiben, daß die Firma Louis Eilers in Hannover 1921 einen Entwurf für die Lidingö-Brücke[16]) in Stockholm aufstellte, dem sie einen hochgekohlten Stahl mit fast denselben Festigkeitszahlen, wie sie der St 48 aufweist, zugrunde legte. Das Bauwerk ist bereits 1924 vollendet worden. Ein Teil dieses hochwertigen Stahls mußte wegen der Ruhrbesetzung in der Tschechei untergebracht werden.

Nach einer Mitteilung im „Stahlbau"[17]) dürften in den Jahren 1924 bis 1927 etwa 100 000 t St 48 durch deutsche Werkstätten verarbeitet worden sein.

Der St Si trat auf den Plan, als die Deutsche Allgemeine Zeitung am 15. September 1925 unter der Überschrift „Ein neuer deutscher Stahl" mitteilte, es sei der Berliner Aktiengesellschaft für Eisengießerei und Maschinenfabrikation, vormals J. C. Freund & Co., in Charlottenburg gelungen, in dem sogenannten Boßhardt-Ofen, der von dem in Berlin ansässigen Deutsch-Schweizer Boßhardt erfunden worden war, einen Stahl zu erzeugen, der nach den bisherigen Erfahrungen den St 48 überragte. Geheimer Baurat Schaper bekundete sogleich das lebhafteste Interesse für das neue Erzeugnis. Da der neue Stahl für Brückenbauten eine Zukunft zu haben versprach, die Freund-A.-G. aber nur zwei kleine Boßhardt-Öfen besaß, in denen Schmelzungen von je 3 t in 3 bis 4 Stunden fertig wurden, trat sie[18]) wegen Verwertung dieses neu aussehenden Stahlerzeugungsverfahrens an die Gutehoffnungshütte und an die Dortmunder Union heran. Die Verhandlungen zerschlugen sich. Schließlich wurden die Mitteldeutschen Stahlwerke in Riesa unter Dr. Koppenberg gewonnen, nachdem sie gemeinsam mit der Freund-A.-G. und dem Versuchs- und Materialprüfungsamt der Technischen Hochschule Dresden (Prof. Dr.-Ing. Gehler) und dem Institut für Metallurgie und Werkstoffkunde (Prof. Schwinning) eingehende Untersuchungen mit diesem im Boßhardt-Ofen hergestellten Werkstoff, der einen höher silizierten, niedrig gekohlten Werkstoff darstellte, vorgenommen hatten. Schließlich gingen die Mitteldeutschen Stahlwerke daran, auf ihrem Werk in Gröditz einen 10-t-Boßhardt-Ofen (Sonder-Siemens-Martin-Ofen) zu errichten. Die Deutsche Reichsbahn[19]) leistete dazu einen Zuschuß, der durch Lieferungen in dem neuen Stahl zurückgezahlt werden sollte. Der neue Ofen wurde im Januar 1927 in Betrieb genommen. Durch Verfügung vom 6. Oktober 1926 gab die Deutsche Reichsbahn folgende Vorschriften für den Si-Stahl bekannt: Elastizitätsmaß 2 100 000 kg/cm², Mindeststreckgrenze 3600 kg/cm², Zugfestigkeit 4800 bis 5800 kg/cm², Mindestbruchdehnung längs der Walzrichtung 22%, Bruchdehnung bei Knotenblechen aus Baublech mindestens 20% in allen Richtungen. Beim Faltversuch im kalten Zustande über einen Dorn, dessen Durchmesser gleich der einfachen Dicke des Probestabes, um 180° keine Risse. Gegenüber St 37 σ_{zul} um 50% höher.

Zunächst schien es, als ob die Erzeugung eines St Si mit solchen Festigkeitszahlen unbedingt an den Boßhardt-Ofen gebunden sei. Bald erklärten jedoch die rheinisch-westfälischen Eisenhüttenleute, ihn auch im althergebrachten Siemens-Martin-Ofen in einwandfreier Weise erzeugen zu können. Ihre anfängliche Mitteilung[20]), der Stahl könne auch in der Thomasbirne hergestellt werden, hat sich nicht verwirklichen lassen. Den Mitteldeutschen Stahlwerken gelang es recht bald, den St Si in zureichender Güte auch aus dem normalen Martin-Ofen herauszuholen. Sie legten deshalb aus Gründen der Wirtschaftlichkeit den Boßhardt-Ofen im Herbst 1927 still, nachdem er insgesamt 2600 t vorzüglichen Stahles geliefert hatte. Die Bauvorhaben der Deutschen Reichsbahn für das Jahr 1927 wurden dann von den Reichsbahndirektionen an die Brückenbauanstalten des Reiches nach einem Schlüssel verteilt, den der deutsche Stahlbauverband in Ansehung des Beschäftigungsgrades der Werke festgelegt hatte. Dabei blieb den Brückenbauanstalten im allgemeinen die Wahl der Walzwerke, bei denen sie den Stahl bestellen wollten, überlassen. Bereits am 2. April 1927 nahm die Reichsbahn die erste Eisenbahnbrücke aus St Si in Betrieb. Im Spätherbst 1927 konnte das Reichsbahn-Zentralamt bereits überaus zahlreiche Prüfergebnisse auswerten und hatten die Reichsbahndirektionen und Brückenbauanstalten schon umfangreiche Erfahrungen über die Bearbeitungsmöglichkeit des St Si gesammelt. In mehreren Fällen hatte man in der Brückenbauanstalt Stahl, der bereits auf dem Hüttenwerk vorgeprüft war, stichweise nachgeprüft und dabei ungenügende Güteziffern gefunden. Diese führten dann zu einer nachträglichen Beanstandung. Aus diesem Grunde hielt es das Reichsbahn-Zentralamt für nötig, dem Verein deutscher Eisenhüttenleute eine Verschärfung der Prüfung hochwertiger Baustähle vorzuschlagen. Es folgte die gemeinschaftliche Sitzung im Reichsbahn-Zentralamt am 14. Dezember 1927. Diese stand wesentlich unter dem Eindruck der Beobachtungen, die man Ende Oktober an den Fachwerküberbauten der damals nahezu vollendeten Eisenbahnbrücke über die Oder bei Oppeln[21]) gemacht hatte. Hier waren in dem 75 m langen Stromüberbau von 59 m Stützweite 412 t St Si aus rheinisch-westfälischen Hütten, in den Flutüberbauten mit Stützweiten von 29,6 und 37 m 457 t St Si der Mitteldeutschen Stahlwerke, und zwar etwa 182 t aus dem Martin-Ofen in Riesa und 275 t aus dem Boßhardt-Ofen in Gröditz eingebaut. Die Bauglieder aus Riesaer und Gröditzer Stahl waren tadellos. Dagegen entdeckten wir während der Aufstellung an zahlreichen Baugliedern des Stromüberbaues Aufblätterungen. Wir bauten einige schadhafte Bleche und Breiteisen aus und ließen sie

---

[9]) Lewerenz „Die neue Bahnsteighalle in Königsberg". „Die Bautechnik" 1928, Heft 45, S. 680 u. f.

[10]) Kommerell „Ein Jahr hochwertiger Baustahl St 48". Sonderdruck aus „Der Bauingenieur" 1925, Heft 28 u. 29.

[11]) Pieper „LHL-Hochbaustahl". „Die Bautechnik" 1924, Heft 43, S. 490.

[12]) Hertwig „Die Messehalle VII in Leipzig". „Stahlbau" 1928, Heft 1.

[13]) Leo „Die neue Flugzeughalle in Hamburg-Fuhlsbüttel". „Die Bautechnik" 1927, Heft 22, S. 311.

[14]) Hoening „Eine moderne Kraftwagenhalle in St 48". „Stahlbau" 1928, Heft 3.

[15]) „Die Bautechnik" 1927, Heft 11, S. 140.

[16]) Bohny „Hochwertiger Baustahl". „Die Bautechnik" 1924, Heft 46, S. 529. — Kulka „Einiges über die Verwendung des hochwertigen Baustahls". „Bauingenieur" 1924, S. 714.

[17]) „Die Verwendung hochwertiger Baustähle". „Der Stahlbau" 1928, Heft 4, S. 47.

[18]) „Der Si-Stahl und die Deutsche Eisenindustrie". „Stahl u. Eisen" 1928, Heft 46.

[19]) Schaper „F-Stahl". „Die Bautechnik" 1926, Heft 17, S. 237.

[20]) „Die Eigenschaften hochsiliziumhaltigen Baustahls". „Stahl und Eisen" 1926, S. 493.

[21]) Roloff „Erneuerung der Eisenbahnbrücke über die Oder bei Oppeln". „Die Bautechnik" 1928, Heft 54, S. 771.

untersuchen. Ergebnis: keilförmig nach innen verlaufende Doppelungen, Schlackenzeilen und Versagen in der Kaltbiegeprobe. Diese Mängel seien zurückzuführen auf einen zu hohen Gehalt an Si, der statt bei 1% etwa bei 1,47% lag. Wir sahen uns gezwungen, insgesamt 4 Knotenbleche und 4 Breiteisen auszuwechseln und außerdem 14 Decklaschen aufzubringen. Wir fanden mit bloßem Auge Oberflächenfehler bis zu 610 mm Länge, bis zu 75 mm Breite und bis zu 5 mm Tiefe. Auch 2 I 34 der Fahrbahn zeigten Schäden. Die fehlerhaften Bleche und Breiteisen waren 10 bis 18 mm stark. Die Versammlung am 14. Dezember beleuchtete nur allgemein die Fragen, die bei der Erzeugung des St Si auftraten, ohne einen Beschluß zu fassen. Der Verein deutscher Eisenhüttenleute faßte das Ergebnis dahin zusammen, daß man vor Schwierigkeiten stehe, die bisher nicht erkannt worden seien. Die Fragen wurden dann erst ausgetragen auf der Tagung in Düsseldorf am 27. Januar 1928 zwischen Vertretern der Reichsbahn, der Wissenschaft, der Hüttenwerke und der Brückenbauanstalten.

Tagesordnung:

1. Sind die Erfahrungen mit der Erzeugung, der Auswalzung, der Verarbeitung und der Wirtschaftlichkeit des St Si derart, daß seine Weiterverwendung empfohlen werden kann?
2. Im Falle der Bejahung der Frage zu 1.:
   a) Sollen die bisherigen Vorschriften für St Si beibehalten werden? Oder sind Änderungen und welche erforderlich?
   b) Erfordert es nicht die Zweckmäßigkeit und Wirtschaftlichkeit, den St 48 zu verlassen?
3. Im Falle der Verneinung der Frage zu 1.:
   a) Soll als hochwertiger Stahl der St 48 beibehalten werden? Und sollen für seine Lieferung und Verarbeitung die bisherigen Vorschriften unverändert beibehalten werden, oder sind Änderungen und welche erforderlich?
   b) Oder soll ein anderer hochwertiger Baustahl eingeführt werden?

Die Schwierigkeiten, die der St Si in der Erzeugung und Auswalzung mit sich bringt — Lunker, leichte Rißbildung, Schlackeneinschlüsse, Oberflächenfehler und anderes mehr —, beleuchteten Direktor Wallmann vom Stahl- und Walzwerk Thyssen und Dr. Koppenberg von den Mitteldeutschen Stahlwerken. Auch letzterer gab zu, daß es bei dickeren Breiteisen, großen Profileisen und stärkeren Blechen schwierig sei, die Streckgrenze von 36 kg/mm² zu erreichen, wenn das Verlangen nach einem niedrigen Kohlenstoffgehalt aufrechterhalten würde. Er sprach sich dafür aus, daß in diesen Grenzfällen der C-Gehalt freigestellt sein müsse, obwohl die Bruchfestigkeit dadurch hinaufwandere. Im übrigen deutete er die Wege an, die gegangen werden müßten, um der Schwierigkeiten bei der Erzeugung und Auswalzung Herr zu werden. Hinsichtlich der Bearbeitungsfähigkeit in der Werkstatt brachte er das Urteil der Brückenbauanstalt Lauchhammer mit, wonach ein wesentlicher Unterschied in der Bearbeitung des St Si und des St 48 nicht bestehe, eine Erfahrung, die andere Brückenbauanstalten ja auch gemacht hatten. Er bejahte die Frage zu 1. hinsichtlich der Erzeugung, Auswalzung und Verarbeitung, und betonte, das erzeugende Werk müsse sich darüber klar sein, daß es mit den feinsten Mitteln einer zeitgemäßen Metallurgie der möglichst fehlerfreien Herstellung des empfindlichen Materials Rechnung zu tragen habe. Reichsbahnoberrat Füchsel vom Reichsbahn-Zentralamt gab an Hand von 1000 Untersuchungen über die Werte der Streckgrenze bei Blechen zu, daß es in Frage kommen könne, bei dickeren Blechen nur 35 kg/mm² zu fordern.

Ergebnis der Tagung: St 48 ist abgetan. Als Festigkeitswerte für St Si sind künftig anzunehmen:

	bis 18 mm	über 18 mm
Festigkeit	50—60 kg/mm²	50—64 kg/mm²
Streckgrenze	36 kg/mm²	35 kg/mm²
Biegeprobe	2 *d*	2 *d*, quer 3 *d*
Dehnung	20 (18) %	20 (18) %
C-Gehalt	bis 0,2	freigestellt

Vergleichen wir diese Festigkeitszahlen des deutschen St Si mit den in Tafel 1 angegebenen Werten des amerikanischen Siliziumstahls, der im Gegensatze zum deutschen hochgekohlt und niedrig siliziert ist. Dort eine Streckgrenze von 36 (35 kg), hier von 31,5 kg/mm². Trotzdem beim deutschen Stahl eine niedrigere Festigkeit, also leichtere Bearbeitbarkeit. Der deutsche Si-Stahl ist also als bedeutend hochwertiger anzusprechen. Es stellte sich auch heraus, daß er für Niete vorzüglich

Tafel 1. Amerikanische Baustähle.

	C max.	Mn max.	P max.	S max.	Si max.	Ni max.	Streckgrenze min. kg/mm²	Festigkeit kg/mm²	Dehnung %
Nickelstähle:									
● Konstr. Ni-Stahl	0,45	0,70	0,04	0,05	—	3,25			
● Grobbleche, Profile	—	—	—	—	—	—	35	60—70	$\frac{1055}{F}$
● Augenstäbe, Rollen, ungeglüht	—	—	—	—	—	—	39	67—77	$\frac{1055}{F}$
● Augenstäbe, Rollen, geglüht	—	—	—	—	—	—	32	63—74	20
● Niete	0,30	0,60	0,03	0,045	—	3,25	32	49—56	$\frac{1055}{F}$
C-Stähle:									
● Hochbaustahl	—	—	0,04	0,05	—	—	21	38,5—45,5	$\frac{1055}{F}$
● Niete	—	—	0,04	0,045	—	—	17,5	32—39	$\frac{1055}{F}$
Augenstäbe, ungeglüht	—	—	0,04	0,05	—	—	21	max. 52	$\frac{1055}{F}$
Bolzen	—	—	0,04	0,05	—	—	26	44—49	—
Si-Stähle:									
● Si-Baustahl	0,40	min. 1,0	0,05	0,06	min. 0,18	—	31,5	56—67	$\frac{1055}{F}$

Deutsche Baustähle.

	C	Mn	P max.	S max.	Si	Cu	Cr	Festigkeit kg/mm²	Streckgrenze kg/mm²	Dehnung %
St 37	0,10—0,16	0,45—0,60	0,05	0,05	—	—	—	37—45	22—28	20
St 48	0,25—0,30	0,50—0,80	0,05	0,05	—	—	—	48—58	29	18
St Si	0,12—0,20	0,80—1,10	0,05	0,05	0,80—1,2	—	—	50—64	36 (35)	20 (18)
St Mn-Cu-Si	0,17—0,20	1,00—1,30	0,05	0,05	0,50—0,60	0,50—0,60	—	52—64	36 (35)	20 (18)
St Cr-Cu	0,15	0,80			0,25	0,5—0,8	0,4	52—64	36 (35)	20 (18)

Tafel 2.

Länge	St 37			St Si						
	Gewicht	Preis	Gesamtpreis	Gewicht	Aufpreis 65 R.-M./t			Aufpreis 88 R.-M./t		
					Preis	Gesamtpreis	Ersparnis gegen St 37	Preis	Gesamtpreis	Ersparnis gegen St 37
m	t	R.-M./t	R.-M.	t	R.-M./t	R.-M.	%	R.-M./t	R.-M.	%
50	314	430	135 000	200	495	99 000	26,7	518	103 600	23,3
75	615	416	256 000	378	481	181 600	28,9	504	190 500	25,6
100	1006	409	411 000	604	474	286 000	30,5	497	300 000	27,0
125	1490	409	610 000	890	474	421 000	31,0	497	442 000	27,6
150	2070	400	828 000	1226	465	570 000	31,2	488	598 000	27,7
175	2740	400	1 096 000	1610	465	749 000	31,7	488	786 000	28,2
200	3520	400	1 408 000	2040	465	948 000	32,7	488	995 000	29,3

geeignet war, so daß grundsätzlich bei Bauten aus St Si auch die Niete aus diesem Stoff hergestellt wurden. Nicht so in Amerika[22]). Dort erhalten Brücken aus Si-Stahl (Silicon-Steel) Niete aus Kohlenstoffstahl. Das bedeutet eine weitere Überlegenheit unseres deutschen Stahles.

Auf der Tagung am 27. Januar 1928 hoben die Vertreter der Hüttenwerke sowie der Brückenbauanstalten hervor, daß sie mit dem damaligen Aufpreise für St Si nicht auskommen könnten. Inzwischen ist denn nun auch der Aufpreis von 65 R.-M., der das Mehr für Erzeugung, Werkstatt- und Aufstellarbeiten darstelite, auf 88 R.-M./t erhöht worden. Welche Ersparnisse bei diesem Satze für Balkenbrücken von 50 bis 200 m Stützweite erzielt werden können, zeigt Tafel 2. Die Vorfracht bis zur Brückenbauanstalt ist dabei zu 20 R.-M./t angesetzt. Fertigfracht und Gerüste sind außer acht gelassen. Die Gewichte sind dem auf S. 89 genannten Wiener Vortrage Dr. Bohnys entnommen. Die mit dem St Si verbundene Gewichtsverminderung hat es ermöglicht, das Eigengewicht der Großraumgüterwagen, die in geschlossenen Zügen von Oberschlesien nach Berlin laufen, auf 19,4 t herabzumindern. Das beeinflußt in günstigem Sinne das Verhältnis zwischen Zugkraft und Nutzlast.

Bis Ende des Jahres 1928 hat die Deutsche Reichsbahn 11 900 t St Si in Eisenbahnbrücken eingebaut. Das Ausland brachte dem deutschen St Si großes Interesse entgegen: Die Schweiz führte im Frühjahr 1928 die Eisenbahnbrücke[23]) über den Aare-Kanal bei Brügg aus Si-Stahl aus, den de Wendel in Elsaß-Lothringen und die Burbacher Hütte geliefert hatten, die Tschechoslowakei erzeugte St Si für die ostchinesischen Eisenbahnen, die Sowjet-Union hat soeben zwei große vereinigte Eisenbahn- und Straßenbrücken über den Dnjepr in St Si nach Witkowitz vergeben. Amerika entbehrt, wie Nachrichten von drüben vom Hochsommer 1928 bekunden, für größere Brückenstützweiten bisher einen Baustahl, der an den deutschen St Si in technischer und wirtschaftlicher Hinsicht heranreicht, und ist über hüttentechnische Versuche zur Erzeugung eines solchen nicht hinausgekommen.

In „Stahl und Eisen", Heft 26 vom 28. Juni 1928, brachte Dr.-Ing. E. H. Schulz einen Aufsatz „Zur Entwicklung des hochwertigen Baustahls". Seine Ausführungen gipfeln in folgendem: „In Hütte und Walzwerk haben sich bei dem Herstellen, dem Vergießen und dem Weiterverarbeiten des St Si große Schwierigkeiten herausgestellt, die für sie als technisch und wirtschaftlich untragbar bezeichnet werden müssen. Diese Schwierigkeiten sind in der Natur des St Si begründet und können durch keinerlei metallurgische Maßnahmen nennenswert gemindert werden. St Si hat auch den Nachteil, stärker zu rosten als Kohlenstoffstahl. Nun ist es den Vereinigten Stahlwerken A.-G., Abteilung Dortmunder Union, gemeinschaftlich mit dem Forschungsinstitut der Vereinigten Stahlwerke gelungen, den Chrom-Kupfer-Stahl herauszubringen. Seine Festigkeitseigenschaften stehen denen des St Si nicht nach. Bei seiner Erzeugung, selbst bei der der schwersten Profile und stärksten und breitesten Breiteisen, fallen alle die Schwierigkeiten fort, die vom St Si her bekannt sind. Er ist gut schweißbar, hat einen hohen Widerstand gegen Rosten und läßt sich in der Werkstatt nicht schwerer verarbeiten als St Si. Die Zuschläge Chrom und Kupfer sind teurer als Si. Das wird aber durch die Verminderung des Ausschusses ausgeglichen."

Unter der Überschrift „Ein neuer hochwertiger Baustahl" wurde dann im „Stahlbau", Heft 8, der eine Beilage der „Bautechnik" bildet, im Juli 1928 die Ankündigung des Herrn Dr.-Ing. Schulz kurz weitergegeben und dabei gesagt, daß der St Si die in ihn gesetzten Erwartungen nicht in vollem Maße erfüllt, weil seine Erzeugung große Schwierigkeiten bereite, die sich in hohen Aufpreisen widerspiegeln. In welchem Umfange sich der Chrom-Kupfer-Stahl der Dortmunder Union durchsetzen werde, hänge davon ab, mit welchem Baustoffaufpreise er herausgebracht werden könne.

Ebenfalls unter der Überschrift „Ein neuer hochwertiger Baustahl" wies dann schließlich noch die „Deutsche Allgemeine Zeitung" unter dem 15. November 1928 auf den Chrom-Kupfer-Stahl der Union hin[24]). Sie spricht davon, daß er dem St Si wegen des erhöhten Ausbringens trotz teurerer Zuschläge wirtschaftlich überlegen sei und daß er sich auch besser schweißen lasse als dieser. Diese Mitteilungen fußen offenbar auf den Ausführungen in „Stahl und Eisen" und scheinen nicht aus der Feder eines Fachmannes zu sein. Darauf deutet die Behauptung, daß mit dem Union-Stahl eine größere Zuverlässigkeit des Bauwerks verbunden sei.

Dr. Schulz teilt mit, bei dem St Si sei eine größere Neigung zum Rosten festgestellt worden. Wohl sei es ihm leicht gelungen, sie durch einen Kupferzusatz zu bannen, die Schwierigkeit in der Erzeugung des St Si sei dadurch aber nicht im geringsten eingeschränkt worden. Beim weiteren Suchen nach einem schwerrostenden hochwertigen Baustahl habe er dann schließlich den Kupfer-Chrom-Stahl gefunden, in dem die Schwierigkeiten des St Si überwunden seien.

Meines Erachtens sollte man das mehr oder weniger Rosten als Maßstab der Wertigkeit im allgemeinen nicht so sehr in den Vordergrund stellen. Wenn aus Amerika[25]) die Kunde kommt, daß dort schon 1925 über 1 000 000 t gekupferten Stahles erzeugt worden sind und daß dort eine große Eisenbahngesellschaft[26]) über 1 000 000 Güterwagen aus gekupfertem Stahl beschafft hat, um den Verlust durch Rost einzuschränken, so ist das zu verstehen, weil in dem weiten Lande die Unterhaltung zum Teil sehr im argen liegt. Daß in Deutschland eine eiserne Brücke dem Rost zum Opfer gefallen wäre, gehört zu den allerseltensten Fällen. Gewiß sind auch mir einige Fälle bekannt, in denen die Fahrbahn über Rangiergleisen stark mitgenommen war. Da fehlten dann aber die Rauchschutztafeln. Bekannt ist ja auch, daß die großen Berliner Bahnhofshallen Opfer des Rostes geworden sind, jedoch nur, weil das Eisenwerk eine Filigranarbeit darstellte, Unterhaltungswagen fehlten und somit eine planmäßige Unterhaltung unter den schwierigen Verhältnissen kaum mögiich war. Anderseits kenne ich Brücken[27]), die mehr als siebzig Jahre alt sind und noch in ebenso gutem Zustande sind wie am ersten Tage. Die Behauptung von Dr.-Ing. Daeves[28]), jeder Stahl mit einem Kupfergehalt von weniger als 0,2 % sei bei ungünstiger Atmosphäre oder bei Rauchgasen eine volkswirtschaftliche Verschwendung, hat seine Richtigkeit wohl für Schienen und eiserne Schwellen im Industriegebiet, für Wagen zur Beförderung von Koks und für einige Ausnahmefälle, aber nicht allgemein. Der beste Schutz gegen Rosten bleibt bei Brücken- und Ingenieurhochbauten wohl nach wie vor ein Mennigeanstrich, der durch Deckanstriche geschützt ist. Immerhin kann man alle Bestrebungen, die darauf hinzielen, den Schutz gegen Rost bis zu einem gewissen Grade in den Stahl selbst zu legen, begrüßen, wenn sie in wirtschaftlich angemessenen Grenzen bleiben. Zurzeit stehen wir, wie Dr. Schulz[29]) selbst angibt, auf dem Gebiete der Korrosionsforschung noch in den allerersten Anfängen. Er selbst möchte die Untersuchungen ausgedehnt wissen auf fünf Quellen des Rostens: die Atmosphäre, Fluß- und Seewasser, Wasser und Dampf in Leitungen, Säuren und Säurelösungen, Gase bei hohen Temperaturen. Man sieht, das Arbeitsgebiet ist sehr weit gesteckt. Es erscheint von vornherein als ausgeschlossen, daß eine und dieselbe Legierung gegen alle diese Angriffsmöglichkeiten in gleichem Maße gerüstet sein wird.

Die Mitteldeutschen Stahlwerke haben auf Veranlassung der Deutschen Reichsbahn einige Schmelzungen Cr-Cu-Stahl nach der von Dr. Schulz in „Stahl und Eisen", Heft 26, angegebenen Analyse hergestellt, die dann

[22]) Weidmann „Amerikanische Brücken und Ingenieurhochbauten". „Die Reichsbahn" 1928, S. 763. Vergleiche auch „Die Bautechnik" 1928, Heft 45.

[23]) Schaper „Die Bautechnik" 1928, Heft 22, S. 292/93.

[24]) Vergl. auch „Die Bautechnik" 1929, Heft 1.

[25]) Bohny „Baustahl mit Kupferzusatz". „Die Bautechnik" 1927, Heft 34, S. 477.

[26]) „Über eine neue Stahlsorte". „Die Bautechnik" 1926, Heft 16, S. 235.

[27]) Schaper „Lebensdauer und Unterhaltungsaufwand von eisernen Überbauten". „Die Bautechnik" 1928, Heft 48, S. 713.

[28]) Daeves „Stahl und Eisen" 1926, Nr. 52.

[29]) Schulz „Praktische Korrosionsforschung". „Stahl und Eisen" 1928, Heft 40.

in Berlin vom Reichsbahn-Zentralamt untersucht wurde. Hierbei hat sich herausgestellt, daß auch beim Cr-Cu-Stahl die Streckgrenze vom Grade der Durcharbeitung abhängig ist und die Festigkeitswerte je nach der Profilstärke und der Stelle der Probeentnahme ziemlich stark wechseln.

Bei den Proben, die das Reichsbahn-Zentralamt in Berlin mit Cr-Cu-Stahl der Dortmunder Union vornahm, wurden dagegen sämtliche vorgeschriebenen Festigkeitswerte erreicht. Dem Reichsbahn-Zentralamt ist ferner von den Vereinigten Stahlwerken, Dortmunder Union, die verantwortliche Mitteilung geworden, daß sie mit einem Ausschuß arbeiten, der nicht größer ist als bei St 37.

Diese sich widersprechenden Ergebnisse bei dem Cr-Cu-Stahl der Mitteldeutschen Stahlwerke und dem der Dortmunder Union scheinen die Erfahrung zu bestätigen, die man auch beim St Si in ähnlicher Weise gemacht hat, daß diese hochwertigen Baustähle von der Behandlung abhängig sind, die in der Hauptsache durch die besonderen Werkverhältnisse bedingt wird. Zurzeit wird der Cr-Cu-Stahl der Union in der Köln-Mülheimer und der Düsseldorf-Neußer Rheinbrücke, sowie für die Drehbrücke in Bremerhaven verwendet.

Mit dem Cr-Cu-Stahl der Union hat das Reichsbahn-Zentralamt noch keine Versuche über Lichtbogenschweißung gemacht. Es ist mir nicht bekannt geworden, daß bei dem Si-Stahl auf diesem Gebiete die Versuche weit vorgedrungen sind. Voraussichtlich wird aber bei dem Cr-Cu-Stahl ebenso wie beim St Si der Erfolg des Schweißens im wesentlichen von der Wahl der Elektrode abhängen.

Was den Widerstand des Cr-Cu-Stahls gegen Rosten anlangt, so sind zurzeit Erhebungen, die sich auf längere Zeit erstrecken sollen, im Gange. Das endgültige Ergebnis bleibt abzuwarten. Dr. Schulz liefert in seinem vorstehend erwähnten Aufsatz über praktische Korrosionsforschung auf Grund von Laboratoriumsversuchen — Bad in verdünnter Salzsäure und vorher sowie nachher Durchführung von Zugversuchen — den zahlenmäßigen Nachweis, daß auf diesem Gebiet der ungekupferte St Si dem Cr-Cu-Stahl erheblich unterlegen ist. Neu war mir zu erfahren, daß der St Si der Mitteldeutschen Stahlwerke schon immer gegen 0,2% Cu enthalten hat, weil bei seiner Herstellung Cu enthaltendes Roheisen verarbeitet wird. Damit würden wir in dem Mitteldeutschen Si-Stahl schon einen schwerer rostenden Stahl besitzen. Jedenfalls haben Korrosionsversuche, die die Mitteldeutschen Stahlwerke im Laboratorium vornahmen, ergeben, daß sein Gewichtsverlust nur unwesentlich größer ist als der des Cr-Cu-Stahls, den sie probeweise selbst erzeugten. Für den Fall, daß die Verbraucher einen ganz besonders hohen Widerstand gegen Rosten verlangen, haben die Mitteldeutschen Stahlwerke in den letzten Monaten einen Mn-Cu-Si-Stahl herausgebracht, dessen Zusammensetzung aus Tafel 2 ersichtlich ist. Dieser Stahl verursacht ungefähr die gleichen Herstellungskosten wie Si-Stahl. Die Prüfung, die das Reichsbahn-Zentralamt in Berlin damit vorgenommen hat, ist recht gut ausgefallen.

In volkswirtschaftlicher Beziehung ist zu sagen, daß wir Cr durchweg aus dem Auslande beziehen müssen, während wir den größten Teil des Si aus unseren eigenen Lagern in Quarz befriedigen können. Cr enthaltender Schrott kann für Qualitätsflußstahl nicht verwendet werden, es können sich also durch die Notwendigkeit getrennter Lagerung gewisse Schwierigkeiten ergeben. Nach einer mir gewordenen Mitteilung ist ein führendes westliches Hüttenwerk mit Versuchen beschäftigt, einen Kupfer-Molybdän-Stahl herauszubringen. Fried. Krupp erzeugt einen Mangan-Kupfer-Stahl und wird aus ihm zusammen mit Eilers-Hannover die vereinigte Straßen- und Eisenbahnbrücke über den Kleinen Belt[30]) bauen.

Ob der Cr-Cu-Stahl gegenüber anderen Baustählen einen wirtschaftlichen Vorteil bietet, hängt vornehmlich davon ab, ob die infolge der teuren Zuschläge höheren Selbstkosten auch wirklich durch größeres Ausbringen im Walzwerk wettgemacht werden. Erfahrungen hierüber liegen wegen der Kürze der Zeit seit der Einführung noch nicht vor. Man möge hierbei nicht vergessen, daß sich auch beim Si-Stahl ein Teil der Schwierigkeiten erst im Laufe der Zeit herausgestellt hat und daß bei seiner Herstellung in der letzten Zeit, besonders in gießtechnischer Beziehung, Fortschritte gemacht worden sind. Ich glaube deshalb, daß über die Zukunft des Si-Stahls heute noch nicht das letzte Wort gesprochen werden kann. Erst die Zukunft wird lehren, welcher der hochwertigen Baustähle wirtschaftlich der beste ist.

Zusammenfassend ist zu sagen:

Die Erkenntnis, daß wir einen Stahl von 36 kg/mm² Streckgrenze unbedingt brauchen, wenn wir wirtschaftlich vorwärtskommen wollen, hat sich auch bei denjenigen Hüttenwerken, die anfangs vielleicht abseits standen, durchgesetzt. Dafür bürgen die Ausführungen von Dr. Bohny[31]). Er darf als Sprecher der westlichen Interessenten angesehen werden. Bei dem Ruf, den er im In- und Auslande genießt, ist seinen damaligen Ausführungen besonderes Gewicht beizulegen.

Die neuen Vorschriften für Lieferungen von Eisenbauwerken aus Baustahl 52, die in letzter Zeit gemeinschaftlich von der Deutschen Reichsbahn und dem Verein deutscher Eisenhüttenwerke vorbereitet wurden, wollen den vielfältigen, in verschiedener Richtung gehenden Bestrebungen zur Schaffung eines hochwertigen Baustahls Rechnung tragen, indem lediglich die Festigkeitswerte in der Höhe, wie sie für den Si-Stahl festgesetzt sind, vorgeschrieben werden, die chemische Zusammensetzung hingegen freigestellt bleibt. Die neuen Vorschriften sind am 8. Januar 1929 in Berlin zwischen der Reichsbahn, dem Deutschen Stahlbauverband und dem Verein Deutscher Eisenhüttenleute endgültig beraten worden. Über alle wesentlichen Punkte wurde eine Einigung erzielt. Da man sich jedoch darüber klar war, daß Schweißbarkeit und Korrosionswiderstand zurzeit noch nicht genügend erforscht sind, beschränkte man sich darauf, in die Vorschriften ganz allgemein die Forderung aufzunehmen, daß der St 52 sich für Lichtbogenschweißung gut eignen und möglichst widerstandsfähig gegen Rosten sein muß. Ich hege dabei immer noch die Hoffnung, daß es den Hütten- und Walzwerken bei weiterem Einarbeiten dann auch gelingen wird, die hohen Aufpreise zu ermäßigen.

Wir werden also künftig Brücken mittlerer und größerer Spannweite bauen, deren Glieder aus den verschiedensten Stählen hergestellt sind, während der Regelstahl für kleine und mittlere Ausführungen nach wie vor der St 37 bleibt.

Es ist aber vielleicht nicht ausgeschlossen, daß man sich später wieder auf einen einzigen hochwertigen Baustahl einigt. Soweit mir bekannt, haben sich aber bis jetzt außer der Union noch keine anderen führenden Hüttenwerke dem Cr-Cu-Stahl zugewendet.

Wohin die Entwicklung aber auch gehen mag, für den unbefangenen Beobachter ist es eine Freude, festzustellen, welch großen Ansporn die Einführung des Si-Stahls für die Weiterentwicklung der hochwertigen Baustähle bedeutete.

[30]) Schaper „Der Brückenbau und der Ingenieurhochbau der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft im Jahre 1928". „Die Bautechnik" 1929, Heft 1, S. 4 und „Beteiligung deutscher Firmen am Brückenbau über den Kleinen Belt". Auch dort S. 20.

[31]) Bohny „Der hochwertige Stahl im Eisenbau". Vorläufiger Abdruck der auf der Internationalen Tagung für Brücken- und Hochbau am 24. bis 27. September 1928 in Wien zur Verhandlung gelangten Referate.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Union-Baustahl, ein neuer hochwertiger Baustahl.

Von Dr.-Ing. **H. Buchholtz**, Dortmund.

In den letzten Jahren wird besonders in Deutschland sehr lebhaft die Frage erörtert, mit welchem Stahl im Eisenbau die größte Gewichts- und gleichzeitig Kostenersparnis zu erreichen sei. Dieses als „Baustahlfrage" bezeichnete Problem vereinigt in sich technische und wirtschaftliche Gesichtspunkte. Die Verwendung des weichen Flußstahls St 37 führt bei Bauten, die große Lasten aufnehmen oder erhebliche Spannweiten überbrücken sollen, einerseits zu konstruktiven Schwierigkeiten in der Ausbildung der Querschnitte und Verbindungen, anderseits zu einer unverhältnismäßig schnellen Steigerung der Eigengewichte. Dadurch, daß die Eigengewichte wesentlich rascher wachsen als die Stützweiten, der Träger von einer gewissen Grenze ab also nur noch sich selbst trägt, wird der Verwendung des St 37 eine technische Grenze gesetzt. Gleichzeitig sinkt mit dem Anwachsen der Brückengewichte die Wirtschaftlichkeit der Brücke sehr schnell. Diese Überlegungen führen mit zwingender Notwendigkeit zur Verwendung hochwertiger Stähle beim Bau großer Brücken und Hochbauten.

Die Baustahlfrage ist also im wesentlichen gekennzeichnet durch das Streben nach Erhöhung der zulässigen statischen Beanspruchung, wobei besonders in Deutschland die Beurteilung des Stahles einen gewissen Wandel durch die Forderung einer verhältnismäßig hohen Streckgrenze bei guter Zähigkeit erfahren hat. Das Ausland steht diesen etwas einseitigen Forderungen ziemlich skeptisch gegenüber, und ein Rückblick über die Eigenschaften der bisher verwendeten Hochbaustähle läßt tatsächlich eine gewisse Überspannung in der Betonung der hohen Streckgrenze erkennen. In Zahlentafel 1 sind für Deutschland und Amerika die Festigkeitseigenschaften der in größerem Maße verwendeten Hochbaustähle und das Jahr ihrer Einführung zusammengestellt. In Amerika setzte, stark begünstigt durch die Notwendigkeit der Überbrückung großer Ströme, der Übergang zum nickellegierten Hochbaustahl sechs Jahre früher ein als in Deutschland. Einer allgemeinen Einführung des Nickelstahles in den Eisenbau standen jedoch besonders in Deutschland wirtschaftliche Erwägungen entgegen, da die mit dem Nickelzusatz verbundene erhebliche Preissteigerung durch die in der Konstruktion erzielten Gewichtsersparnisse nicht wettgemacht wurde. Der Nickelstahl ist zudem den unlegierten Stählen wesentlich erst dann überlegen, wenn er im vergüteten Zustande zur Verwendung kommt. Die Entwicklung führte in

Zahlentafel 1.
Entwicklung der Hochbaustähle in Deutschland und Amerika.

Stahl	Jahr der Einführung	Deutschland				Amerika			
		Zugfestigkeit kg/mm²	Streckgrenze mindestens kg/mm²	Dehnung mindestens %	Dauerfestigkeit kg/mm²	Zugfestigkeit kg/mm²	Streckgrenze mindestens kg/mm²	Dehnung mindestens %	Dauerfestigkeit kg/mm²
Baustahl 37, Stand.-Struktural-Steel vor	1900	37 — 44	22	22	18	37 — 44	22	22	18
Nickelstahl	1902	—	—	—	—	60 — 70	34 — 39	19 — 15	30
Nickelstahl	1908	56 — 65	35	18	28	—	—	—	—
C-Stahl	1912	44 — 51	30	20	23	—	—	—	—
Mayari-Stahl	1915	—	—	—	—	60 — 70	38	16	—
C-Stahl	1915	—	—	—	—	46 — 54	27	18	24
High-Silicon-Steel	1915	—	—	—	—	56 — 66	31,5	19 — 16	27
Baustahl 48	1923	48 — 58	29	18	25	—	—	—	—
Silizium-Baustahl	1926	50 — 62	36	20	30	—	—	—	—
Baustahl 52	1928	52 — 62	36	20	30	—	—	—	—

Deutschland und Österreich nach erfolgreichen Vorversuchen im Jahre 1912 zur Verwendung eines unlegierten Kohlenstoffstahles mit 44 bis 51 kg/mm² Zugfestigkeit und der verhältnismäßig hohen Streckgrenze von 30 kg/mm². Auch in Amerika wurde mit Anfang des Krieges aus wirtschaftlichen Rücksichten der Nickelstahl verlassen. Nach einigen Versuchen mit Mayari-Stahl, einem aus kubanischen Erzen erschmolzenen natürlichen Chromnickelstahl, und unlegiertem Kohlenstoffstahl kam im Jahre 1915 der Silicon-Steel, ein schwachsilizierter Kohlenstoffstahl, zur allgemeinen Verwendung beim Bau großer Brücken.

In Deutschland gab nach dem Kriege die Reichsbahn den Anstoß zur Fortentwicklung der Baustahlfrage. 1923 wurde der St 48 als Baustahl für die Brückenbauten der Deutschen Reichsbahn vorgeschlagen und in einer Reihe von Eisenbauwerken verwendet. Mit der Einführung des St Si tritt in den Kreisen der Konstrukteure immer stärker das Bestreben hervor, die ziffernmäßig bestimmte Streckgrenze den Berechnungen zugrunde zu legen. Nun sind allerdings die Ansichten über die praktische Bedeutung der Streckgrenze als Berechnungsgrundlage noch sehr geteilt. Ebenso ist der Wert der Streckgrenze als Gütemaßstab in der Abnahmeprüfung der Hochbaustähle umstritten. Anderseits muß aber festgestellt werden, daß eine Reihe sachlicher Gründe für eine vernünftige Berücksichtigung der Streckgrenze sprechen. Schon die Tatsache, daß sämtliche Konstruktionen im elastischen Gebiete des Werkstoffs beansprucht werden, zwingt dazu, der wirklichen Belastungsgrenze erhöhte Beachtung zu schenken und diese statt der außerhalb der praktischen Beanspruchung stehenden Zugfestigkeit zur Berechnung heranzuziehen. Wie weit allerdings die im Zugversuch an glatten Stäben bestimmte ziffernmäßige Streckgrenze eine auf praktische Konstruktionsglieder übertragbare sichere Größe darstellt, bedarf noch der Nachprüfung. Als Tatsache muß aber auch jetzt schon angesehen werden, daß die im Zugversuch ermittelte obere Streckgrenze keine geeignete Grundlage zur Berechnung von Bauwerken darstellt. Die im Zugversuch beobachtete Höhe der oberen Streckgrenze wird wesentlich durch die Versuchsbedingungen, wie Kopfform des Probestabes und Zerreißgeschwindigkeit, beeinflußt. Die obere Streckgrenze muß deshalb und auch noch aus anderen Gründen als eine ausgesprochen labile Überspannungserscheinung angesehen werden und stellt daher keine geeignete Berechnungsgrundlage dar. Demgegenüber bleibt die Bedeutung der unteren Streckgrenze unbestritten.

Noch ein weiterer Grund läßt die Forderung der Konstrukteure nach Stählen mit hoher Streckgrenze als gerechtfertigt erscheinen: Wie genaue elastische Messungen ergeben haben, wird bei den neuen hochwertigen Baustählen mit der erhöhten Streckgrenze die Proportionalitätsgrenze und die Schwingungsfestigkeit in stärkerem Maße erhöht, als der Zunahme der Zugfestigkeit entspricht. Das Verhältnis von Proportionalitätsgrenze zu Streckgrenze beträgt z. B. bei St 37 etwa 80%, bei den neuen hochwertigen Baustählen mehr als 90, meist 95%. Die Proportionalitätsgrenze rutscht also im Verhältnis zur Streckgrenze hinauf; das Gebiet, in dem der Stahl sich praktisch elastisch verhält, wird also nicht nur durch die erhöhte Streckgrenze, sondern auch durch diese Tatsache wesentlich erweitert. Hierin ist offenbar auch die Ursache dafür zu suchen, daß die Schwingungsfestigkeit der hochwertigen Baustähle in stärkerem Maße als bei anderen geglühten Stählen durch die Lage der Streckgrenze beeinflußt wird. So besitzen die neuen hochwertigen Baustähle gegenüber dem St 48 trotz etwa gleicher Zugfestigkeit eine um 20% höhere Schwingungsfestigkeit. Dieser Zuwachs entspricht sehr genau der Steigerung der Streckgrenze.

Die Entwicklung der jüngsten Zeit hat nun weiter gezeigt, daß die Beurteilung der Hochbaustähle insofern einer gewissen Ergänzung bedarf, als neben günstigen mechanischen Eigenschaften bestimmte chemische Eigenschaften als für die praktische Verwendung wichtig zu berücksichtigen sind. Die Forderung eines erhöhten Korrosionswiderstandes erscheint durch folgende einfache Überlegung gerechtfertigt: Da bei Verwendung eines hochwertigen Stahles entsprechend dünnere Profile gewählt werden, wird die Gefahr, daß durch Abrostung die Tragfähigkeit des Bauwerkes verringert wird, entsprechend erhöht. Dem kann durch eine Erhöhung des Korrosionswiderstandes begegnet werden. Dazu tritt als weitere Forderung die einer guten Schweißbarkeit. Das Problem für den Metallurgen heißt also: Die Erzeugung von Stählen mit hoher Streckgrenze und Zähigkeit mit erhöhtem Korrosionswiderstand und guter Schweißbarkeit zu tragbaren Preisen.

Die Mittel, diese Aufgabe wirtschaftlich günstig zu lösen, sind verhältnismäßig beschränkt. Der Weg, durch eine Vergütung von Stahl mit niedrigem Kohlenstoffgehalt die geforderten Eigenschaften zu erzielen, ist aus wirtschaftlichen Gründen und wegen der mangelhaften Durchhärtung größerer Konstruktionsglieder nicht gangbar. Unter den Legierungselementen steht der Kohlenstoff als billigstes und wirksamstes Mittel an erster Stelle. Die durch Erhöhung des Kohlenstoffgehaltes im Stahl bewirkte Steigerung der Zugfestigkeit ist jedoch nicht von entsprechender Erhöhung der Streckgrenze und der Schwingungsfestigkeit begleitet, anderseits aber sind Dehnung und Kerbzähigkeit ziemlich erheblich vermindert. Gleichzeitig führt die leichte Härtbarkeit dieser Stähle zu Schwierigkeiten bei der Werkstatt- und Nietarbeit. Dies sind im wesentlichen die Gründe, die schon etwas gegen die Verwendung des Stahls 48, erst recht aber gegen die noch höher gekohlter Baustähle sprechen.

Von den zahlreichen Elementen, die durch Mischkristallbildung mit dem Eisen festigkeitssteigernd wirken, scheiden die meisten wegen zu hoher Legierungskosten oder zu geringer Wirkung aus. Nach Maßgabe von Wirkung und Kosten können als Legierungselemente nur Mangan, Silizium, Kupfer und Chrom in nähere Erwägung gezogen werden. Die Verwendung nur eines dieser Elemente ist wegen der dann notwendigen ziemlich großen Mengen mit den verschiedensten metallurgischen Schwierigkeiten verbunden, weshalb man besonders in letzter Zeit zu komplexen Stählen übergegangen ist.

Ein Beispiel für die Anwendung nur eines Elementes ist der St Si, bei dem trotz verhältnismäßig geringer Legierungskosten der durch die metallurgischen Eigenheiten dieses Stahles bedingte Ausfall zu hohen Tonnenpreisen führte. Eingehend haben über die metallurgischen Schwierigkeiten bei der Herstellung des St Si C. Wallmann[1]) und Koppenberg berichtet. Der St Si vereinigt eine recht hohe Streckgrenze mit guter Zähigkeit und gestattet eine Erhöhung der zulässigen Beanspruchung gegenüber der bei St 37 um 50%. Abgesehen von den metallurgischen Schwierigkeiten bei seiner Herstellung besitzt der St Si jedoch auch andere Schwächen, die seiner allgemeinen Verwendung als Hochbaustahl hemmend im Wege stehen. So sind die Festigkeitseigenschaften des St Si sehr stark abhängig von der Dicke der Walzeisen. Schon geringe Unterschreitungen der üblichen Walz-Endtemperatur, wie sie im praktischen Betriebe unvermeidbar sind, äußern sich in einer unnatürlichen Steigerung der Streckgrenze. Abb. 1 zeigt diese Verhältnisse bei einigen aus der gleichen Schmelze gewalzten Universaleisen verschiedener Stärke. Die Streckgrenze liegt bei den dicken Universaleisen im Walzzustande um rd. 13 kg/mm² tiefer als bei den dünnen. Für die Zugfestigkeit sind die Verhältnisse ähnlich, wenn auch nicht so ausgeprägt. Durch eine normalisierende Glühung werden die Unterschiede zwischen den einzelnen Stärken weitgehend beseitigt, was

[1]) „Stahl u. Eisen" 1928, Heft 48, S. 817/22.

aber praktisch nur für Bleche durchgeführt werden kann. Die für einen hochwertigen Baustahl unerläßliche Forderung nach weitgehender Gleichförmigkeit der Eigenschaften wird also beim St Si nur ungenügend erfüllt. Weiterhin besitzt der St Si nach Feststellungen verschiedener Stellen einen verhältnismäßig geringen Korrosionswiderstand und ist nur mit großen Schwierigkeiten elektrisch schweißbar. Schon mit Rücksicht auf diese beiden letzten Eigenschaften wird eine Lieferung von St Si nach den neuen Lieferungsbedingungen für St 52 an die Reichsbahn kaum noch in Frage kommen können.

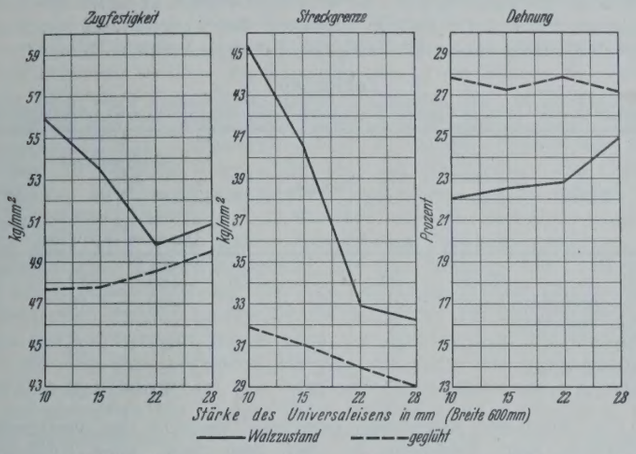


Abb. 1. Festigkeitswerte verschieden dicker Universaleisen aus St Si.

Die metallurgischen Schwierigkeiten und sonstigen Nachteile des St Si veranlaßten die Dortmunder Union gemeinsam mit dem Forschungsinstitut der Vereinigte Stahlwerke A.-G. zu umfassenden Versuchen in der Baustahlfrage. Das Ergebnis dieser umfangreichen Arbeiten ist der Union-Baustahl, ein niedrig-gekohlter mit geringen Mengen Kupfer und Chrom legierter Stahl[2]). Über seine Eigenschaften hat E. H. Schulz[3]) auf Grund umfassender Ergebnisse an anderer Stelle bereits berichtet. Inzwischen hat die Erforschung und die praktische Erprobung des neuen Baustahles wesentliche Fortschritte gemacht. Vorausgeschickt sei, daß der Union-Baustahl in der Tragkonstruktion mehrerer großer Fluß- und Hafenbrücken an Stelle des St Si inzwischen bereits mit gutem Erfolge verwendet worden ist. Weiterhin darf auf Grund der eingehenden technologischen Untersuchungen von rd. 150 Schmelzen aus dem Siemens-Martin-Ofen festgestellt werden: Bei der Herstellung und Warmformgebung des Union-Baustahles treten alle die Schwierigkeiten, die bei St Si nicht zu vermeiden waren, nicht auf. Der große metallurgische Fortschritt gegenüber dem St Si hat nicht nur wirtschaftlich, sondern auch im Hinblick auf die Zuverlässigkeit der aus dem Union-Baustahl hergestellten Bauwerke große Bedeutung.

Der neue Baustahl wird mit Rücksicht auf die praktischen Bedürfnisse in zwei Festigkeitsgruppen hergestellt: Er kann entsprechend den Bedingungen der Reichsbahn für St 52 mit 52 bis 62 kg/mm² Zugfestigkeit und mindestens 36 kg/mm² Streckgrenze, aber auch mit Rücksicht auf ausländische Verbraucher mit 56 bis 66 kg/mm² Zugfestigkeit und mindestens 37 kg/mm² Streckgrenze bis zu den größten Abmessungen geliefert werden. Seine Festigkeitseigenschaften sind aus den in Abb. 2 wiedergegebenen Häufigkeitskurven von rd. 100 geprüften Schmelzen zu ersehen. Die Streckgrenze von 36 bezw. 37 kg/mm² wird auch bei sehr starken Profilen und breiten Universaleisen mit Sicherheit erreicht. Im Mittel liegt sie bei 38 bis 39 kg/mm², ihre Streuung ist wesentlich geringer als bei St Si. Die Zugfestigkeit liegt in den vorstehend genannten Grenzen, bei Union-Baustahl I im Mittel bei 54 bis 56 kg/mm², bei Union-Baustahl II bei 58 bis 60 kg/mm². Die Dehnung beträgt im

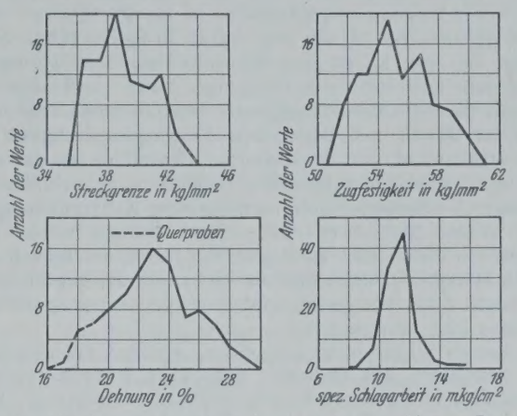


Abb. 2. Häufigkeit der Festigkeitswerte von Union-Baustahl.

Mittel bei Union-Baustahl I 23%, bei Union-Baustahl II 21%. Die Kerbzähigkeit des Union-Baustahles wurde, wie Abb. 2 erkennen läßt, unter Verwendung kleiner Proben (10 × 10 × 60 mm) im Mittel zu 8 bis 12 kg/mm² bestimmt, was den Werten bei St Si entspricht.

Im Gegensatze zum St Si (s. Abb. 1) zeigen die Festigkeitseigenschaften des Union-Baustahles eine wesentlich geringere Streuung, sei es bei Vergleich mehrerer Schmelzen, sei es innerhalb verschiedener Walzabmessungen aus der gleichen Schmelze. Beides ist im wesentlichen darauf zurückzuführen, daß die untere Grenztemperatur für das Warmformgebungs-Gebiet bei Union-Baustahl etwa 100° tiefer liegt als bei St Si. Infolgedessen wirken sich die unvermeidbaren Schwankungen des Durchwalzungsgrades

Zahlentafel 2.

Festigkeitseigenschaften verschiedener Walzquerschnitte von Union-Baustahl.

Schmelze	Walzabmessungen mm	Streckgrenze kg/mm²	Zugfestigkeit kg/mm²	Dehnung %	Einschnürung %	Kerbzähigkeit mkg/cm²
A	1200 · 18	37,7	53,6	22,3	50	10,6
	I NP 45	38,6	53,9	24,1	47	10,0
	L 50 · 7	40,7	56,6	23,5	57	—
B	1060 · 18	38,5	58,8	22,3	48	11,2
	L 200/100 · 18	39,3	56,1	24,0	45	10,5
	18 ⌀	43,0	57,5	23,0	51	12,4

[2]) D. R. P. angemeldet.

[3]) E. H. Schulz: „Stahl u. Eisen" 1928, 48. Jahrgang, S. 849/53.

Zahlentafel 3.

Mittlere Untersuchungsergebnisse des Staatlichen Materialprüfungsamtes von Union-Baustahl.

Stahl	Walzabmessung mm	Proben-Entnahme	Proben-Behandlung	Streckgrenze kg/mm²	Zugfestigkeit kg/mm²	Dehnung δ 10 %	Einschnürung %	Streckgrenzenverhältnis %	Biegeversuch
Union-Baustahl I	Universaleisen 500 · 22 ⌀	Mittel aus Rand und Mitte	Walzzustand	38,4	53,7	23,7	62	72	bis zum Zusammenfalten rißfrei
		Mittel aus Rand und Mitte	bei 900° ½ Std. geglüht, Luftabkühlung	38,1	54,4	20,9	61	70	
	Universaleisen 650 · 13 ⌀	Mittel aus Rand und Mitte	Walzzustand	36,9	55,1	21,4	68	67	bei 180° Biegewinkel Risse
		Mittel aus Rand und Mitte	geglüht	37,5	54,9	23,9	66	69	bis zum Zusammenfalten rißfrei
	L 50 · 100 · 9	Mittel	Walzzustand	38,1	54,9	22,9	54	70	
Union-Baustahl II	I NP 42	Mittel aus Steg und Flansch	Walzzustand	39,7	58,5	20,2	57	68	bis 180° rißfrei, dann z. T. beim Zusammenfalten leichte Anrisse
	Universaleisen 1200 · 14 ⌀	Mittel aus Rand und Mitte	Walzzustand	36,3	56,4	20,7	63	65	

und der Walztemperatur bei Union-Baustahl nicht in dem gleichen Maße aus wie bei St Si. Große Träger, breite Universaleisen weisen bei Union-Baustahl praktisch die gleichen Festigkeitseigenschaften auf wie weit heruntergewalzte dünne Winkel oder Rundeisen. Zahlentafel 2 zeigt dies für zwei wahllos herausgegriffene Schmelzen. Aus dem gleichen Grunde sind die Eigenschaften auch innerhalb desselben Profils weitgehend gleichmäßig.

Bestätigt werden die günstigen Festigkeitseigenschaften des Union-Baustahles durch die in Zahlentafel 3 mitgeteilten mittleren Untersuchungsergebnisse des Staatl. Material-Prüfungsamtes.

Die Schwingungsfestigkeit des Union-Baustahles — ermittelt durch eingehende Dauerbiegeversuche auf der Schenckschen Maschine — beträgt 31 bis 33 kg/mm² gegenüber 18 bis 22 kg/mm² bei St 37, 25 bis 26 kg/mm² bei St 48 und etwa 30 kg/mm² bei St Si. Der Stahl zeigt bei der Schwingungsbeanspruchung sehr geringe Empfindlichkeit gegen Oberflächenbeschädigungen und kurzfristige Überbeanspruchungen über die Ermüdungsgrenze hinaus. Diese hohe dynamische Zähigkeit im Verein mit der hohen Schwingungsfestigkeit rückt den Union-Baustahl unter den hochwertigen Baustählen an die erste Stelle.

Die bei den bisher verwandten Baustählen gefürchteten Alterungserscheinungen — Sprödewerden nach geringer Kaltverformung und Alterung — werden bei dem neuen Stahl infolge seiner besonderen metallurgischen Natur stark herabgesetzt. Die Kerbzähigkeit des Union-Baustahles beträgt nach Stauchen um 10 % mit anschließendem Anlassen bei 250° noch 5 bis 8 mkg/cm², wird somit gegenüber dem Walzzustande nur um etwa 30 % vermindert.

Wie bereits weiter oben ausgeführt, verdient bei den neuen hochwertigen Baustählen das Verhalten gegenüber korrodierenden Angriffen der Atmosphäre und anderer Medien besondere Beachtung. Der Gefahr, daß durch Abrostung die Tragfähigkeit der hochbeanspruchten Konstruktionsglieder verringert wird, kann am einfachsten durch eine Erhöhung des Korrosionswiderstandes des Stahles begegnet werden. Diese Maßnahme wirkt gleichzeitig auch auf die Lebensdauer des Bauwerkes erhöhend ein. Der Korrosionswiderstand des Union-Baustahles ist infolge des hohen Kupfergehaltes wesentlich gesteigert. Bei Löslichkeitsversuchen in stark verdünnten Mineral- und organischen Säuren mit und ohne Walzhaut wird für Union-Baustahl nur $^1/_{10}$ bis $^1/_{12}$ der Gewichtsabnahme von Stahl 37 ermittelt. Diese Ergebnisse sind durch Versuche des Staatl. Material-Prüfungsamtes bestätigt worden. Die Überlegenheit des neuen Baustahles äußert sich jedoch nicht nur bei Korrosionsversuchen, bei denen man die allgemeine Korrosion durch Bestimmung der Gewichtsabnahme verfolgt, sondern auch bei Korrosionsversuchen an Zerreißstäben, bei denen durch örtliche Anfressungen und gewisse innere Zerstörungen die Bruchlast des korrodierten Stabes herabgesetzt wird. Zahlentafel 4 zeigt die Ergebnisse einer Versuchsreihe, in der Zerreißstäbe aus verschiedenen Baustählen teils vor der Korrosion, teils nach der Korrosion in verdünnter Salzsäure dem Zugversuch unterworfen wurden. Die Abnahme der Bruchlast durch die Korrosion ist bei den einzelnen Baustählen wesentlich verschieden und zeigt bei Union-Baustahl den geringsten Betrag.

Die in säurehaltigen Wässern erhaltenen Korrosionsergebnisse sind nun bekanntlich nur mit gewisser Annäherung auf den Rostvorgang an

Zahlentafel 4.

Festigkeitseinbuße verschiedener Baustähle durch Korrosion (HCl).

Werkstoff	Bruchlast vor Korrosion kg	Bruchlast nach Korrosion kg	Abnahme durch Korrosion %
St 37	3150	2060	35,0
St 48	3940	3100	21,4
St Si	4000	2950	26,3
St Si, gekupfert . .	4200	3400	19,1
Union-Baustahl . .	4040	3430	14,8

der Atmosphäre zu übertragen. Daß aber die Überlegenheit des Union-Baustahles auch bei Korrosion durch Wasser und feuchte Luft vorhanden ist, geht aus nachstehend mitgeteilten Ergebnissen neuartiger Korrosions-Ermüdungsversuche hervor. Wird ein Stahl während der Durchführung des Schwingungsversuches — z. B. auf der Dauerbiegemaschine — dem Angriff von Wasser oder feuchter Luft ausgesetzt, so wird durch den beschleunigt einsetzenden Rostvorgang seine Schwingungsfestigkeit, je nach seinem natürlichen Rostwiderstand, mehr oder weniger stark herabgesetzt. Bei Verwendung mehrerer Probestäbe des gleichen Werkstoffs ist es auf diese Weise möglich, durch dauernde Herabsetzung der Schwingungsbeanspruchung die „Korrosions-Ermüdungsfestigkeit" zu ermitteln, die von dem Probestab beliebig lange Zeit — bei den vorliegenden Versuchen etwa 14 Millionen Lastwechsel oder 42 Std. — ertragen wird. Der Rostangriff kommt also nach bestimmter Zeit durch Bildung von Schutzschichten zum Stillstande. Die Geschwindigkeit des Angriffs wird oberhalb einer gewissen Schwingungsbeanspruchung, die im allgemeinen weit unter der ursprünglichen Schwingungsfestigkeit liegt, im wesentlichen bestimmt durch das natürliche Verhalten des Werkstoffes gegenüber der Korrosion, insbesondere die Fähigkeit, Schutzschichten zu bilden[4]).

Zahlentafel 5.

Abnahme der Dauerfestigkeit durch Korrosionsermüdung in Leitungswasser.

Stahl	Streckgrenze kg/mm²	Zugfestigkeit kg/mm²	Dehnung %	Einschnürung %	Dauerfestigkeit kg/mm² vor der Korrosion	Dauerfestigkeit kg/mm² nach der Korrosion	Abnahme der Dauerfestigkeit durch die Korrosion %
St Si	36	52	25	65	30	17	43
St Si, gekupfert	31	50	27	65	29	18	38
Union-Baustahl mit 1 % Cu .	37	55	22	66	33	25	24
Union-Baustahl mit 0,7 % Cu	36	57	22	70	31	23	26

Die mittleren Ergebnisse derartiger Versuche an verschiedenen Baustählen zeigt Zahlentafel 5. Bei dem St Si ohne Kupfergehalt wird die Schwingungsfestigkeit im Korrosions-Ermüdungsversuch von 30 auf 17 kg/mm², also um 43 %, bei dem gekupferten St Si[5]) um 38 %, bei Union-Baustahl dagegen nur um 25 % herabgesetzt. Die Korrosions-Ermüdungsfestigkeit liegt für den Union-Baustahl etwa 6 bis 8 kg/mm² über der des St Si. Die Beobachtung des Rostungsvorganges zeigt, daß einmal die Rostbildung beim Union-Baustahl trotz höherer Schwingungsbeanspruchung wesentlich später einsetzt und daß außerdem der gebildete Rost in einer dichteren und gleichmäßigeren Schicht den Stab umhüllt als bei St Si.

Die Bewährung des Union-Baustahles bei Schweißversuchen ist für alle Schweißverfahren erwiesen. Bei Zugversuchen an geschweißten Proben — sei es mit oder ohne Zusatzmaterial — werden mindestens 85 % der ursprünglichen Zugfestigkeit und Streckgrenze bei mittelmäßiger Verminderung der Dehnung erreicht.

Da gleichzeitig alle zur Beurteilung eines Baustahles üblichen technologischen Proben — wie Falt-, Stauch- und Scherversuche — anstandslos den Bedingungen genügen, so darf der Union-Baustahl als ein wesentlicher Fortschritt in der Entwicklung der Hochbaustähle bezeichnet werden. Die bei Verwendung von Union-Baustahl erzielbaren Gewichts- und Kostenersparnisse bewegen sich etwa auf der gleichen Höhe wie bei St Si. Die erhöhte Lebensdauer und eine Reihe weiterer technischer Vorzüge gegenüber dem St Si lassen sich naturgemäß nicht rechnerisch erfassen. Nach Bohny[6]) ergeben sich unter Berücksichtigung der jetzigen Überpreise sowie der erhöhten Kosten bei der Werkstatt- und der Nietarbeit für St Si — also auch für Union-Baustahl — gegenüber St 37 und St 48 folgende von der Stützweite abhängigen endgültigen Kostenersparnisse:

Stützweite m	Kostenersparnis gegenüber Ausführung in St 37 %	Kostenersparnis gegenüber Ausführung in St 48 %
50	15	10
100	18	12
150	21	15
200	25	18

[4]) Dies Korrosions-Prüfverfahren wurde vom Forschungs-Institut der Vereinigte Stahlwerke A.-G. ausgearbeitet und zum Patent angemeldet.

[5]) D. R. P. angemeldet.

[6]) Bohny: 2. Intern. Tagung für Brücken- und Hochbau in Wien, September 1928. Vergl. „Die Bautechnik" 1928, Heft 49, S. 722.

Alle Rechte vorbehalten.

Bauholz.

Von Dr.-Ing. **H. Seitz**, Oberingenieur der Karl Kübler A.-G., Stuttgart.

Für die Beurteilung der bautechnischen Verwendbarkeit eines Holzes sind in erster Linie seine Festigkeitseigenschaften maßgebend. Sucht man sich über diese in Lehr- und Handbüchern zu unterrichten, so stößt man meist auf in weiten Grenzen schwankende Werte, und die präzise klingenden Angaben stellen sich bei genauerer Prüfung als besonders fragwürdig heraus. Es ist deshalb nicht verwunderlich, daß viele Holzkonstrukteure sich um die Festigkeit des Baustoffes wenig kümmern, sondern sich auf die Einhaltung der baupolizeilich zugelassenen Beanspruchungen beschränken. Daß dieser Zustand wenig befriedigend ist, bedarf keiner weiteren Erörterung, führt er doch oft genug zu Selbsttäuschungen und in deren Folge zu unliebsamen Überraschungen.

Die in der Tat vorhandenen großen Festigkeitsunterschiede sind zum Teil auf die Verschiedenartigkeit der Wachstumsbedingungen und die nach der Fällung wirksamen Umstände, zum Teil auf mehr oder weniger offensichtliche Beschädigungen oder Fehler in der Behandlung und Bearbeitung zurückzuführen. Daß Hölzer mit Mängeln der letzteren Art von der Verwendung für hochbeanspruchte Konstruktionsteile auszuschließen sind, wird in behördlichen und privaten Lieferbedingungen meist ausdrücklich festgesetzt, sollte aber in gut geleiteten Betrieben unabhängig davon selbstverständlich sein. Mängel dieser augenfälligen Art werden in der Hauptsache verursacht durch Fäulnis, Blitzschlag, Frost, Benagen durch Tiere und Befall durch Insekten. Weiter können während des Fällens und der Abfuhr aus dem Walde Beschädigungen eingetreten sein. Wo solche Umstände eine Unterbrechung oder grobe Störung des Faserverlaufs oder sonst eine offensichtliche Minderung der Tragfähigkeit zur Folge haben, sind die betreffenden Stücke auszuschließen. Auch Hölzer mit ausgesprochenem Drehwuchs sollten für wichtige Bauglieder, insbesondere für Zugstäbe, oder an Stellen, wo ein Arbeiten des Holzes schädlich ist, nicht zugelassen werden. Das gleiche gilt für Hölzer, die schräg zur Faser geschnitten sind. Wo die Grenze des Zulässigen gezogen werden muß, wird unter Berücksichtigung des Verwendungszweckes zu entscheiden sein. Einen Faserverlauf, der eine Neigung von 1 : 10 oder mehr zur Stabachse aufweist, wird man keinesfalls zulassen dürfen. Ob und in welchem Umfange ausgeschossene Holzstücke sich für untergeordnete Zwecke noch verwenden lassen, wird von Fall zu Fall zu prüfen sein.

Neben den eben erwähnten Mängeln, die meist nur einen geringen Prozentsatz der Hölzer berühren, wird noch einer Reihe von Umständen teils mit mehr, teils mit weniger Recht ein Einfluß auf die Festigkeit des Holzes zugeschrieben. Soweit diese Umstände in den Lieferbedingungen eine Rolle zu spielen pflegen, soll im folgenden des näheren auf sie eingegangen werden.

Wuchsgebiete. Untersuchungen, die einen Vergleich von Hölzern aus verschiedenen Wuchsgebieten ermöglichen, liegen bisher von Bauschinger, Hartig, Janka, Rudeloff und Schwappach[1]) vor. Ausgeprägte Unterschiede in der Festigkeit lassen diese Versuche nicht erkennen, vielmehr zeigt sich allenthalben, daß jedes Waldgebiet, bedingt durch die Umstände des Einzelfalles, so unterschiedliches Holz hervorbringt, daß daneben der Einfluß des Wuchsgebietes zurücktritt.

Fällzeit. Im allgemeinen herrscht die Auffassung, daß im Winter gefälltes Holz solchem von Sommerfällungen vorzuziehen sei. Für unsere einheimischen Nadelhölzer liegen hierüber Versuche von Bauschinger und Rudeloff vor. Bei den Bauschingerschen Versuchen zeigt sich hinsichtlich der Zug- und Biegefestigkeit kein Unterschied, bei Druck- und Scherfestigkeit ergab die Winterfällung höhere Werte, doch war der Unterschied einige Jahre nach der Fällung ausgeglichen. Auch die Versuche Rudeloffs lassen keinen Unterschied zwischen Winter- und Sommerfällung deutlich werden. Über den Einfluß der Fällzeit auf die Haltbarkeit sind in der Deutschen Bauzeitung 1882, Heft 78, Versuche veröffentlicht, die ebenfalls einen Unterschied nicht feststellen konnten. Vorausgesetzt ist dabei, daß das im Sommer gefällte Nadelholz bis zur Verarbeitung eine sachgemäße Behandlung erfahren hat. Wo die Haltbarkeit durch die Art der Verwendung besonders bedroht erscheint, sollte Nadelholz aus Sommerfällung der Stärkegehalt — etwa durch Flößen — entzogen werden.

Splint und Kern. Einwandfreie Vergleiche sind wegen der Vielheit der einwirkenden und nicht ausschaltbaren Nebenumstände kaum möglich. Die bis heute vorliegenden Versuche lassen nennenswerte Unterschiede der Festigkeit und des elastischen Verhaltens von Splint und Kernholz nicht wahrscheinlich erscheinen. Was die Haltbarkeit betrifft, so ist der Splint der Kiefer unter ungünstigen Bedingungen wesentlich vergänglicher als das Kernholz. Ähnliches gilt von der Eiche, wenn das Holz nicht einer besonderen Behandlung unterworfen wird. Bei Fichte und Tanne besteht dieser Unterschied nicht oder zum mindesten nicht mit solcher Deutlichkeit. Praktisch kommt bei diesen Hölzern der Unterscheidung von Splint und Kern kaum eine Bedeutung zu, da eine Verfärbung des Kerns nicht eintritt, und demgemäß die Grenze der Verkernung nicht wahrnehmbar ist. Daß der Splint infolge seines größeren Feuchtigkeitsgehalts nach dem Fällen stärker schwindet als der Kern, ist allgemein bekannt. Beobachtungen hierüber haben Rudeloff, Janka und Hartig angestellt. Der Mehrbetrag des Schwindens beim Splint macht zwischen 8 bis 25% aus, dabei schwindet im allgemeinen weitringiges Splintholz schwächer als engringiges.

Herz. Nach allen bisher bekannt gewordenen Versuchen mit Nadelhölzern besteht kein Zweifel darüber, daß die innersten Jahrringe, das Herz oder Mark, in der Regel geringere Festigkeiten aufweisen als das übrige Holz desselben Stammquerschnitts. Am stärksten macht sich der Unterschied bei Beanspruchung auf Zug geltend, doch beträgt die Abminderung auch auf Druck im Durchschnitt etwa noch $^1/_4$ bis $^1/_5$ Jahrringaufbau. Im Gegensatze zu der landläufigen Ansicht, daß engringiges oder feinjähriges Holz fester, zäher und haltbarer sei als weitringiges, haben alle Versuche gezeigt, daß die Jahrringbreite auf diese Eigenschaften keine Wirkung hat. Engringiges Holz kann höchstens bezüglich mancher Arten der Bearbeitung von Vorteil sein. Wichtig ist dagegen der Anteil, den das weniger poröse, meist wesentlich dunklere Spätholz an der Breite der Jahrringe hat. Dieser Vorteil wechselt sehr. Janka hat z. B. an Fichtenstammholz zwischen 4 und 33%, an Ästen bis 73% der Querschnittsfläche an Spätholz gemessen. Mit dem Spätholzgehalt steigt sowohl das Raumgewicht wie die Festigkeit, das Elastizitätsmaß und der Widerstand gegen Abnutzung. Auch die Haltbarkeit dürfte durch einen hohen Spätholzgehalt günstig beeinflußt werden, worauf die überall zu beobachtende größere Haltbarkeit der Äste, die durchschnittlich wesentlich mehr Spätholz enthalten, schließen läßt.

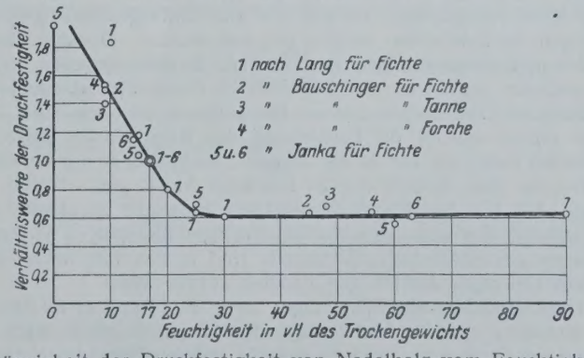
Blaufäule. Der Splint der Kiefer wird bei längerem Einwirken feuchter Luft fast regelmäßig von der Blaufäule befallen. Andere Nadelhölzer sind dieser Erkrankung weniger ausgesetzt. Es ist erwiesen, daß diese Pilze nur den Zellinhalt verzehren, die Wände dagegen nicht angreifen. Die Prüfung von blauem Kiefernsplint hat daher nirgends eine Beeinträchtigung der Festigkeit ergeben. Ähnlich scheinen die Verhältnisse bei leichter Rotstreifigkeit zu liegen. Bei Verwendung derartigen Holzes im Trockenen sind Nachteile nicht zu befürchten. Unter dem Wechsel von Feuchtigkeit und Trockenheit wird ungeschützter Kiefernsplint ohnehin nicht lange halten, um so weniger, wenn er schon anfänglich angeblaut war.

Astwuchs. Die häufigste Ursache für eine Abminderung der Festigkeit unter das sonst zu erwartende Maß ist in den Ästen zu suchen. Am stärksten wird dabei die Zugfestigkeit in Mitleidenschaft gezogen, weshalb bei Zuggliedern starke Anhäufungen von Ästen an hochbeanspruchten Stellen unbedingt ausgeschlossen werden sollten. Bei Druck parallel zur Faser bringen Äste eine Festigkeitsminderung von 5 bis etwa 20% mit sich. Schlanke Druckstäbe, bei denen die Tragfähigkeit durch die Knickung bedingt ist, werden durch Äste normaler Abmessungen kaum beeinträchtigt. Bei Balken, die auf Biegung beansprucht sind, wirken Äste nur dann schädlich, wenn sie in der Nähe des größten Momentes und der höchstbeanspruchten Fasern auftreten. Scher- und Druckfestigkeit senkrecht zur Faser werden durch Äste nicht herabgesetzt, im Gegenteil meist nicht unerheblich erhöht, doch läßt sich dieser Umstand in der Regel nicht praktisch ausnutzen.

Schwindrisse. Der Einfluß von Schwindrissen dürfte in erster Linie von ihrem Verlauf und der Art der Kraftwirkung abhängig sein. Versuche scheinen hierüber noch nicht angestellt worden zu sein, werden auch nicht viel praktischen Erfolg haben. Die Erfahrung zeigt, daß Schwindrisse in der Regel gefährlicher aussehen, als sie sind. Bei auf Druck oder Biegung beanspruchten Baugliedern wird ihnen meist nicht viel Bedeutung zukommen, dagegen kann ihr Auftreten entlang von Scherflächen oder bei schrägem Verlauf in Zugstäben zu Schaden führen.

Alter des Holzes. Die Auffassung, daß die Festigkeit und Elastizität des Holzes im Laufe der Zeit nachlasse, wird widerlegt durch die bisher vorliegenden Versuche von Graf[2]) mit 400jährigem Tannen- und Eichenholz, die inzwischen durch andere Beobachtungen bestätigt worden sind.

Wiederholte Belastung und Belastungsdauer. Der Einfluß oftmals wiederholter Belastung auf die Druckfestigkeit und Elastizität wurde erstmals durch Graf in der „Bautechnik" 1928, Heft 30, beleuchtet. Bei 10 000maliger Be- und Entlastung auf jeder Laststufe ergab sich bei Tannen- und Eichenholz eine Abminderung der Festigkeit um etwa 15 bis 20%. Das Elastizitätsmaß wurde hierbei bis erheblich über die zulässige Last nur unwesentlich verändert. Welchen Einfluß die Dauer der Lastwirkung auf die Festigkeit der Bauhölzer ausübt, ist bisher nicht bekannt, doch sind auch hierüber Untersuchungen in der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart eingeleitet.



Abhängigkeit der Druckfestigkeit von Nadelholz vom Feuchtigkeitsgehalt.

[1]) Bezüglich genauer Literaturangaben wird auf Seitz, Grundlagen des Ingenieurholzbaues, Berlin 1925, Julius Springer, verwiesen.

[2]) Deutsches Bauwesen 1928, S. 61.

Feuchtigkeitsgehalt. Die Festigkeit des Holzes nimmt mit fortschreitender Austrocknung zu. Während für die Zug-, Biege- und Scherfestigkeit hierüber nur vereinzelte Messungen vorliegen, ist der Zusammenhang zwischen Feuchtigkeitsgehalt und Druckfestigkeit durch Untersuchungen von Bauschinger, Janka, Rudeloff und Lang erschöpfend festgestellt. Vorstehende Abbildung veranschaulicht diese Beziehung. Vollkommen grünes Holz mit einem Feuchtigkeitsgehalt von rd. 40% des Trockengewichtes weist die Mindestfestigkeit auf, die auch durch dauernde Wasserlagerung bis zur Sättigung nicht mehr verringert wird. Innerhalb derjenigen Feuchtigkeitsspanne, die praktisch von der größten Bedeutung ist, nämlich zwischen 30 und 10% Wassergehalt, tritt eine Festigkeitszunahme auf annähernd den $2^1/_2$fachen Betrag ein.

Raumgewicht. Bei gleichem Feuchtigkeitsgrade ist in der Regel das schwerere Holz das festere. Dichter Wuchs, insbesondere hoher Spätholzanteil, wirken sich in hohem Raumgewicht aus. Anderseits ist beachtenswert, daß das Holz der Äste und ihrer Umgebung bei Nadelhölzern wesentlich schwerer ist als das übrige Holz, und daß deshalb hohes Raumgewicht auch auf starken Astwuchs zurückzuführen sein kann.

Bei der unterschiedlichen Festigkeit der Hölzer und der Vielheit der wirksamen Einflüsse wäre es von großem Werte, jedes Stück auf Grund einer Besichtigung oder einer in der Praxis leicht durchführbaren Probe zuverlässig beurteilen zu können. Von den eben besprochenen Faktoren eignet sich zu diesem Zweck keiner richtig. Der Anteil des Spätholzes wechselt häufig von Jahrring zu Jahrring und ist nur bei gehobeltem Holz einigermaßen zutreffend festzustellen. Die Bedeutung der Äste ändert sich mit ihrem Durchmesser, ihrer Lage und der Beschaffenheit ihrer Umgebung, sie ist deshalb kaum zu schematisieren. Die Beobachtung des Raumgewichtes gestattet nur dann ein Urteil, wenn gleichzeitig der Feuchtigkeitsgrad bekannt ist, dessen Ermittlung für die Praxis zu umständlich ist. Auch die unmittelbare Messung der Festigkeit setzt die Kenntnis des Feuchtigkeitsgrades voraus oder muß, wie von Graf eingeführt, an wassergesättigten Proben durchgeführt werden. In beiden Fällen übersteigt die Umständlichkeit des Verfahrens die im Baubetrieb tragbare Grenze, zumal mit der Vornahme von Stichproben nicht gedient ist, sondern jedes Stück untersucht werden muß, wenn wirklich zuverlässig alle geringwertigen Stücke ausgeschlossen werden sollen.

Da sich praktisch somit die Holzauslese darauf beschränken wird, Stücke mit offensichtlichen Mängeln auszuscheiden, hat es keinen Sinn, wenn der Konstrukteur von Durchschnittswerten der Festigkeit seines Baustoffes ausgeht, er muß sich vielmehr stets die unteren Grenzwerte vergegenwärtigen, die nach Ausschluß der mit groben Fehlern behafteten Stücke eintreten können. Auf Grund der bisher veröffentlichten Versuche, die in der überwiegenden Mehrzahl an kleinen Probestücken durchgeführt wurden, sind in Tafel 1 für die wichtigsten einheimischen Bauhölzer die ungefähren Mittelwerte und die unteren Grenzwerte der verschiedenen Festigkeiten zusammengestellt. Als Vergleichsbasis wurde ein Feuchtigkeitsgrad von etwa 17% des Trockengewichtes gewählt. Bei Bauten, in denen das Holzwerk dauernd vor Feuchtigkeit geschützt ist, wird man unmittelbar von diesen Zahlen ausgehen dürfen, auch wenn frisches Holz verwendet wird. Die Austrocknung bis auf diesen Grad schreitet verhältnismäßig rasch fort, und in den meisten Fällen wird vom Aufstellen des Holzwerkes bis zum Wirksamwerden der rechnungsmäßigen Höchstlast geraume Zeit verstreichen. Wie die Verhältnisse bei Bauten liegen, deren Holzwerk nicht oder nicht dauernd vor Feuchtigkeit geschützt, oder Dämpfen, Schwitzwasser und dergl. ausgesetzt ist, scheint zurzeit noch wenig geklärt, in der Literatur finden sich hierüber so gut wie keine Angaben. Der Verfasser hat hierüber eine Reihe von Beobachtungen gesammelt, worüber später berichtet werden wird.

Unter den verschiedenen baupolizeilichen Vorschriften, die zurzeit in Deutschland für die Berechnung von Holzbauwerken gültig sind, verdienen die „Vorläufigen Bestimmungen für Holztragwerke“ (B H) der Deutschen Reichsbahn besondere Beachtung, da bei ihrer Aufstellung die neueren Versuchsergebnisse ebenso wie die umfangreichen praktischen Erfahrungen der Reichsbahn nutzbar gemacht wurden. Die nach den B H zugelassenen Beanspruchungen sind in Tafel 2 wiedergegeben. Zweckmäßig erscheint gegenüber manchen anderen Vorschriften die einheitliche Behandlung der Nadelhölzer, deren Berechtigung sich aus Tafel 1 ohne weiteres ergibt, sodann die Fortlassung des Begriffes der Abscherung senkrecht zur Faser, der nur in der Literatur, nicht aber in der Wirklichkeit zu finden ist und deshalb nur zu Irrtümern Anlaß gibt. Weiter ist zu begrüßen, daß für die Druckbeanspruchung senkrecht zur Faser, die in den preußischen Bestimmungen mit Stillschweigen übergangen ist, Angaben aufgenommen worden sind. Anderseits sind in den folgenden Punkten noch Verbesserungen der jetzigen Fassung anzustreben.

1. Der Unterschied der Spannungen unter a), b) und c) für Eiche und Buche einerseits und für Nadelholz anderseits erscheint zu hoch. Insbesondere bei Eichenholz bewegen sich die unteren Grenzwerte der Zug-, Biege- und Druckfestigkeit nicht nennenswert über den entsprechenden Zahlen für Nadelhölzer. Es wird sich daher empfehlen, die Spanne von bisher 20 auf 10 kg/cm² zu verringern.

Tafel 1.

		Eiche	Buche	Fichte, Tanne	Kiefer
Zugfestigkeit	im Mittel	700	800	600	650
	Mindestwert	300	400	280	280
Druckfestigkeit || zur Faser	im Mittel	350	400	320	360
	Mindestwert	200	300	200	220
Biegefestigkeit	im Mittel	600	800	520	550
	Mindestwert	250	?	320	300
Scherfestigkeit	im Mittel	80	120	65	70
	Mindestwert	?	?	35	35

Tafel 2.

Zulässige Spannungen σ_{zul} in kg/cm²

	Art der Beanspruchung	Holzart: Eiche und Buche	Holzart: Nadelholz	Bemerkungen
a)	Druck in der Faserrichtung	100	80	
b)	Biegung	110	90	
c)	Zug in der Faserrichtung	120	100	Nur für scharfkantig geschnittenes Holz mit nur kleinen festverwachsenen Ästen.
d)	Druck rechtwinklig zur Faserrichtung auf ganzer Breite (Schwellendruck)	35	15	Überstand der Schwelle über die Druckfläche in der Faserrichtung mindestens gleich dem $1^1/_2$ fachen der Schwellenhöhe.
e)	Druck rechtwinklig zur Faserrichtung auf einem Bruchteil der Breite (Stempeldruck)	50	25	Überstand der Schwelle beiderseits des Stempels in der Breitenrichtung mindestens 2 cm, in der Längsrichtung mindestens gleich dem $1^1/_2$-fachen der Schwellenhöhe.
f)	Abscherung in der Faserrichtung	20	12	

2. Die für Zug und Biegung angesetzten Beanspruchungen stehen nicht im richtigen Verhältnis zueinander. Nach den Erfahrungen, die der Verfasser sowohl bei der Durchführung von Versuchen mit größeren Körpern wie durch langjährige Beobachtung von Holzbauten verschiedener Systeme gesammelt hat, können die in Tafel 1 aufgeführten unteren Grenzwerte der Zugfestigkeit bei größeren Körpern und bei etwas feuchterem Material auch ohne Vorhandensein grober Mängel namhaft unterschritten werden. In vereinzelten Fällen sind unter solchen Umständen Brüche schon bei 140 bis 160 kg/cm² eingetreten. Demgegenüber ist dem Verfasser nicht ein einziger Fall bekannt geworden, wo ein auf Biegung beanspruchtes Bauglied trotz häufig beobachteter Überbelastungen zu Enttäuschungen Anlaß gegeben hätte. Es mag dies darauf zurückzuführen sein, daß sich in Wirklichkeit die Spannungen günstiger über den Querschnitt verteilen, als es die Theorie voraussetzt. Eine Erhöhung der zulässigen Biegebeanspruchung und Ermäßigung der Zugbeanspruchung, entsprechend etwa einer Vertauschung der beiden Werte scheint deshalb angemessen.

3. Der Unterschied der für Schwellen- und Stempeldruck zugelassenen Werte ist viel zu groß. Der geringe Widerstand, den der Stempel an den längs vorbeilaufenden Fasern der Schwelle nach den Versuchen von Graf findet, rechtfertigt kaum den Ansatz verschiedener Werte für beide Belastungsarten. Demnach ist in Tafel 2 eine Zusammenfassung der Beanspruchungen unter d) und e) möglich, wobei für Eiche und Buche etwa 40, für Nadelholz 20 kg/cm² zugelassen werden können. Da Druckbeanspruchungen senkrecht zur Faser schon unter verhältnismäßig geringen Lasten Zusammenpressungen zur Folge haben, die letzteren aber je nach Umständen manchmal bedeutungslos, manchmal recht nachteilig sein können, hat der Verfasser vorgeschlagen, eine Abstufung der zulässigen Druckspannung senkrecht zur Faser nach dem Maß der ohne Nachteile in Kauf zu nehmenden Zusammenpressung vorzunehmen. Die höheren Spannungen könnten beispielsweise an den Auflagern von Gebälken, bei Brückenfahrbahnen und dergl. zugelassen werden, während die untere Grenze bei hochwertigen Fachwerkträgern einzuhalten wäre, wo Einpressungen von einzelnen Stäben erhebliche Formänderungen des ganzen Trägers zur Folge haben können.

Unter Berücksichtigung dieser Erwägungen ergibt sich der in Tafel 3 zusammengestellte Abänderungsvorschlag für die zulässigen Spannungen. Als weitere Punkte, in denen noch eine Abänderung der jetzigen Fassung der B H nötig werden wird, seien die Druckspannungen, vor allem Leibungsdrücke der Verbindungsmittel schräg zur Faser und die Berechnung gegliederter Druckstäbe auf Knickung in Richtung der Stoffachse erwähnt. Über diese beiden Fragen sind die Untersuchungen noch nicht ab-

geschlossen. Soweit sich die Dinge bis jetzt übersehen lassen, wird in der ersten Beziehung eine Erhöhung der zulässigen Spannungen möglich, bei der Ausbildung der gegliederten Druckstäbe dagegen eine Verschärfung der bisherigen Anforderungen nötig sein.

Tafel 3.

Vorschlag für zulässige Spannungen in kg/cm²

	Art der Beanspruchung	Eiche u. Buche	Fichte, Tanne, Kiefer
a)	Druck in Faserrichtung	90	80
b)	Zug in Faserrichtung	100	90
c)	Biegung	110	110
d)	Abscherung in Faserrichtung	20	12
e)	Druck senkrecht zur Faser als Schwellen- oder Stempeldruck (Überstand der Schwelle in der Faserrichtung mindestens gleich der $1^1/_2$ fachen Schwellenhöhe)	$30 \div 50$ [1])	$15 \div 25$ [1])

[1]) Die oberen Grenzwerte gelten nur in solchen Fällen, bei denen kleine Zusammendrückungen zulässig sind.

Der Haltbarkeit des Holzes kommt im Bauwesen größte Bedeutung zu. Günstige Verhältnisse vorausgesetzt, ist diese praktisch unbegrenzt; unter sehr ungünstigen Bedingungen, also im häufigen Wechsel von naß und trocken, besonders unter gleichzeitiger Einwirkung von Humusboden wird ungeschütztes Holz in wenigen Jahren zerstört. Die in neuerer Zeit entwickelten Drucktränkverfahren haben für solche Fälle eine bedeutende Verlängerung der Haltbarkeit erzielt, sie finden aber außerhalb weniger Sondergebiete wie Schwellen- und Mastenherstellung im Bauwesen keine Verwendung. Neben der Kostspieligkeit ist sicher die geringe Anzahl der Tränkungsanstalten der Hauptgrund, der eine weitere Verbreitung dieser Verfahren im Bauwesen bisher verhindert hat. Für die vielen baulichen Zwecke, die hinsichtlich der Gefährdung des Holzes eine Zwischenstellung einnehmen, wäre es von größter Wichtigkeit, wenn die Schutzverfahren durch Anstrich und drucklose Tränkung weiter vervollkommnet werden könnten. Das gleiche gilt für den Schutz des Holzes gegen einen anderen Feind, das Feuer. Auf beiden Gebieten würde der Fortschritt der Schutztechnik außerordentlich gefördert werden, wenn es gelänge, geeignete Prüfverfahren zu entwickeln, die einen Vergleich der verschiedenen Behandlungsarten auf einheitlichen, den Anforderungen der Praxis möglichst entsprechenden Grundlagen gestatten. Gelingt es, Klarheit über das in jedem Einzelfall bestgeeignete Schutzmittel und den Grad seiner Wirksamkeit zu schaffen, so wird nicht nur der Holzbau sondern das ganze Bauwesen und darüber hinaus die ganze Volkswirtschaft aus diesem Fortschritt Nutzen ziehen können.

Versuche der Deutschen Reichsbahn mit Bauhölzern verschiedener Herkunft.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. **K. Schaechterle**, Stuttgart.

Die Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft hat mit Verfügung 82 D 13 994 vom 3. 11. 26 die Reichsbahndirektion Stuttgart beauftragt, mit den in Deutschland meist verwendeten Bauhölzern weitere Festigkeitsversuche anzustellen, um die Ergebnisse für die endgültige Fassung der „Vorläufigen Bestimmungen für Holztragwerke“ auszuwerten.

Die Versuche sind in den Jahren 1927 und 1928 an der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart unter Leitung von Prof. O. Graf durchgeführt worden. In der Zusammenstellung und Auswertung der Versuchsergebnisse wurde der Verfasser durch Reichsbahnrat Sänfferer unterstützt.

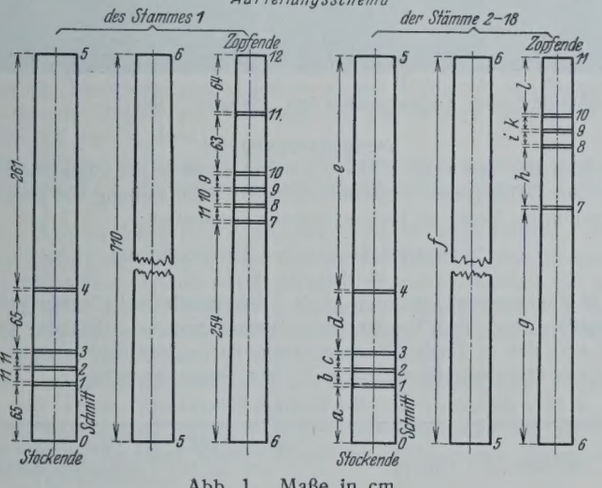


Abb. 1. Maße in cm.

Allgemeine Vorbemerkungen.

Für die Versuche wurden Kiefern- und Fichtenstämme aus Thüringen (Forstamt Paulinzella), Ostpreußen (Forstamt Pleilswalde) und Württemberg (Fichten vom Forstamt Adelberg und Kiefern vom Forstamt Calmbach) beschafft.

Die Boden- und Wachstumsverhältnisse der Versuchsstämme aus den einzelnen Landesteilen sind in Tabelle 1 zusammengestellt.

Tabelle 1a. Holzart und Herkunft der Stämme.

1	2	3	4	5	6	7	8
Stamm Nr.	Holzart	Herkunft	Mittlerer Stammdurchmesser im Schnitt	cm	im Schnitt	cm	Stammquerschnitt vergl. Abb.
1	Kiefer	Station Paulinzella (Thüringen)	3	34	7	26	7 und 8
2	Fichte		3	55	8	38	9 „ 10
3	Fichte		1	36	8	24	11 „ 12
4	Kiefer		3	48	8	30	13 „ 14
5	Kiefer		3	51	8	35	15 „ 16
6	Fichte		3	46	10	34	17 „ 18
7	Kiefer	Station Kossewen (Ostpreußen)	3	38	10	28	19 „ 20
8	Fichte		3	40	10	23	21 „ 22
9	Kiefer		3	55	10	39	23 „ 24
10	Kiefer		3	48	10	36	25 „ 26
11	Fichte		3	53	10	33	27 „ 28
12	Fichte		3	48	10	35	29 „ 30
13	Fichte	Forstamt Adelberg (Württemberg. Schwarzwald)	3	39	10	28	31 „ 32
14	Fichte		3	40	10	31	33 „ 34
15	Fichte		3	41	10	32	35 „ 36
16	Kiefer	Forstamt Calmbach (Württemberg. Schwarzwald)	3	40	10	31	37 „ 38
17	Kiefer		3	50	10	35	39 „ 40
18	Kiefer		3	34	10	25	41 „ 42

Tabelle 1.

Herkunft des Stammes	Holzart	Standort	Höhenlage m. ü. NN	Waldbestand	Bodenart	Alter in Jahren	Fällzeit	Art der Gewinnung	Bemerkungen
Thüringen	Kiefer und Fichte	Nordhang	400	natürl. gem. Kiefern- und Fichtenbestand	mittl. Buntsandstein	120—140	Dezember 1926	Randhieb	
Ostpreußen	Kiefer und Fichte	welliges Gelände	160	natürl. gem. Kiefern- und Fichtenbestand	sandiger Lehmboden	130	Januar 1927	Kahlschlag	Die Kiefern zeigen geilen Wuchs und grobes schwarzästiges Holz. Die Fichten sind sehr gesucht und gelten als sehr gut
Württemberg	Kiefer	Westhang	450	geschlossener Kiefernbestand	mittl. Buntsandstein	130—150	Winter 1926/1927	Durchforstung	
	Fichte	Ebene	470	nat. gem. Fichten- und Tannenbestand	Kies und Lehm mit Sandüberlagerung	120	Dezember 1926	Durchforstung	Die Kiefern gelten als sehr gut

Die Stammdurchmesser sind aus Tabelle 1a zu ersehen. In Abb. 1 ist die Aufteilung der Stämme wiedergegeben.

Die Stämme wurden von der Firma K. Kübler A.-G., Göppingen, entsprechend den Angaben der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart (Abb. 1) aufgeteilt. Nach dem Aussehen der Stämme und nach den Beobachtungen beim Sägen und Zurichten der Versuchskörper waren die Hölzer vom Schwarzwald besser als die aus Ostpreußen, und diese wieder besser als die aus Thüringen. Die Versuche haben die Richtigkeit dieser Eindrücke bestätigt.

Versuchsprogramm.

Da in der Baupraxis neben abgelagertem, trockenem und luftfeuchtem Holz auch frisches oder durchnäßtes Holz vorkommt, das ganz erheblich niedrigere Festigkeiten besitzt, muß bei der Beurteilung der Festigkeitsverhältnisse der Wassergehalt berücksichtigt werden. Um für die Abnahme der Festigkeit mit zunehmendem Wassergehalt der Hölzer zuverlässige

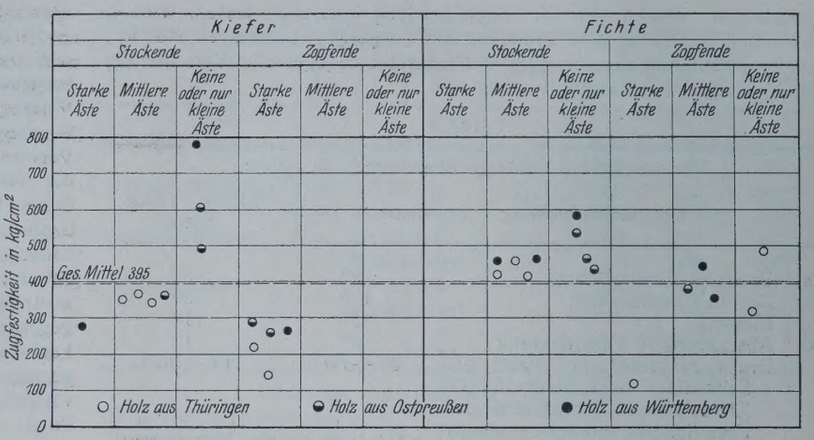


Abb. 3. Zugfestigkeit von Hölzern nach 60tägiger Wasserlagerung.

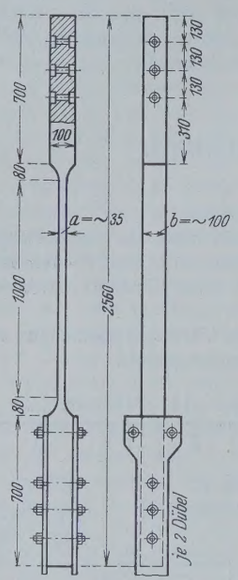


Abb. 2. Form der Zugkörper und Art der Einspannung.

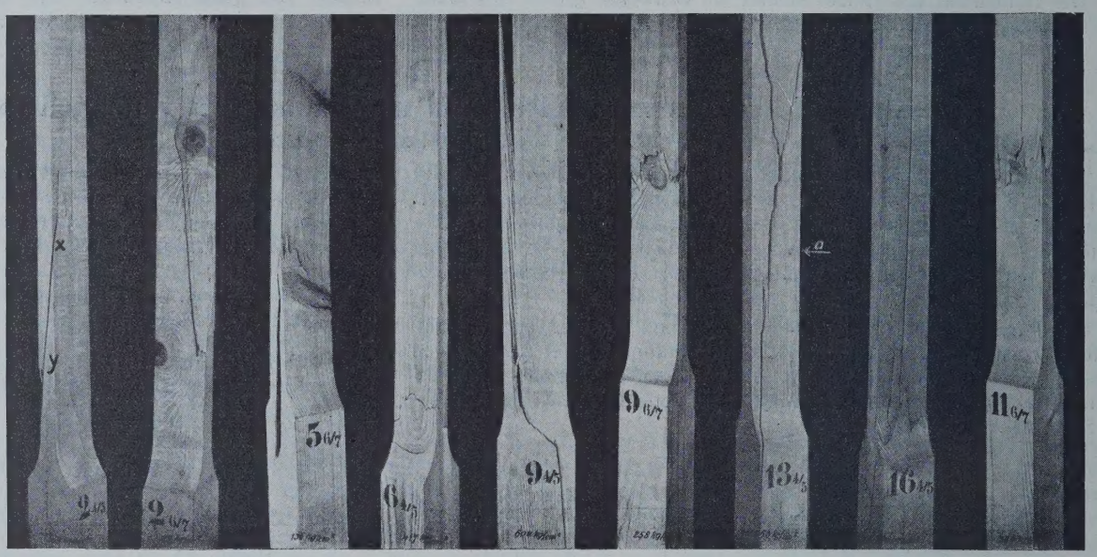


Abb. 4. Bemerkenswerte Bruchbilder nach Zugversuchen mit „nassem" Holz.

Werte zu erhalten, dabei aber die Versuche nicht allzu umfangreich und weitläufig zu gestalten, wurde wassersattes Holz (Wassergehalt 35 bis 100%) einerseits und lufttrockenes Holz anderseits (Wassergehalt 10 bis 15%) geprüft. Die praktisch zwischen diesen Grenzfällen liegenden Werte können unter Auswertung früherer Versuche von Bauschinger, Lang, Janka und unter Benutzung der Ergebnisse der von Prof. Dr.-Ing. ehr. Roš durchgeführten Festigkeitsuntersuchungen des Schweizer Ing.- und Architekten-Vereins durch die Spannungsabfallkurve erhalten werden.

Über das Verhalten von Holzkörpern in den Abmessungen, wie sie auf den Baustellen vorkommen, fehlte es bisher an zuverlässigen Unterlagen. Es wurden daher an Stelle von Modellkörpern große Körper untersucht und Festigkeitswerte erhalten, die auf praktische Verhältnisse zuverlässig übertragen werden können.

Über die Knickfestigkeit von Balken großer Abmessungen und vor allem von gegliederten Stäben liegen ebenfalls nur wenige Versuchsergebnisse vor. Es wurden daher auch die Knickfestigkeiten solcher Stäbe geprüft.

Hiernach war für die verschiedenen Holzarten zu bestimmen:

I. Zugfestigkeit von großen Stäben in der Faserrichtung, und zwar
   a) für nasses Holz,
   b) für lufttrockenes Holz.
II. Druckfestigkeit von kleinen Würfeln und großen Prismen in der Faserrichtung
   a) für nasses Holz,
   b) für lufttrockenes Holz.
III. Biegungselastizität an großen Körpern
   a) für nasses Holz,
   b) für lufttrockenes Holz.
IV. Biegungsfestigkeit an großen Körpern
   a) für nasses Holz,
   b) für lufttrockenes Holz.
V. Knickfestigkeit von Balken verschiedener Schlankheitsgrade, und zwar von Einzelstäben (Vollhölzer, Halb- und Viertelhölzer) sowie von zusammengesetzten Stäben (zwei- und vierteilig).

Versuchsergebnisse.

Die in der Zeit vom 23. 12. 27 bis 15. 6. 28 in der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart unter Leitung von Prof. Graf durchgeführten Versuche hatten folgende Ergebnisse:

I. Zugfestigkeit in der Faserrichtung.

a) Nasses Holz.

Die Zugkörper wurden nach Abb. 2 hergestellt und allseitig gehobelt. Sie wurden dann rd. 2 Monate unter Wasser gelagert. Bei der Prüfung ergab sich der in Tabelle 2 angegebene durchschnittliche Feuchtigkeitsgehalt der einzelnen Holzarten in % des Trockengewichts.

Tabelle 2.

Herkunft der Hölzer	Durchschnittlicher Feuchtigkeitsgehalt in % des Trockengewichtes	
	Kiefer	Fichte
Thüringen	57	50
Ostpreußen	62,5	59
Württemberg	68	68
	Gesamtmittel 61	

Insgesamt wurden 15 Fichten und 13 Kiefernhölzer mit Zerreißquerschnitten von i. M. 33 cm² untersucht. Die Belastung wurde langsam und stufenweise gesteigert. Die Ergebnisse der Zugversuche sind aus Abb. 3 und Tabelle 3 ersichtlich.

Tabelle 3.

Herkunft der Hölzer	Mittlere Zugfestigkeit in kg/cm²	
	Kiefer	Fichte
Thüringen	267	368
Ostpreußen	401	454
Württemberg	440	461
	Gesamtmittel 395	

Abb. 5 zeigt einige kennzeichnende Bruchbilder der Versuchsstäbe.

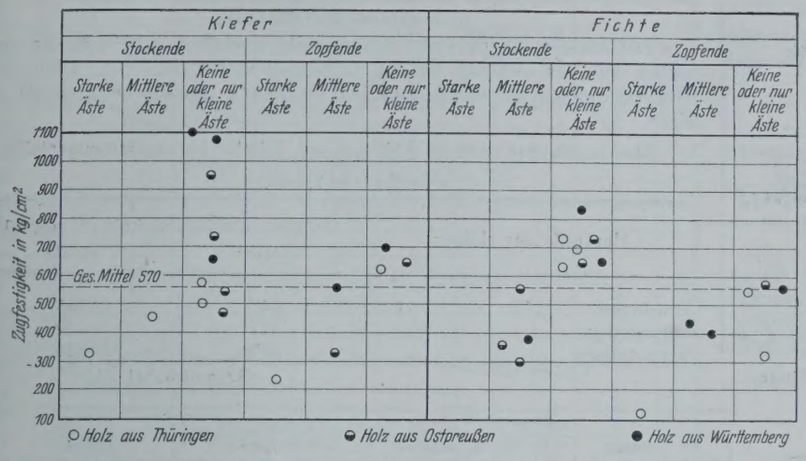


Abb. 5. Zugfestigkeiten von Hölzern nach 9 Monaten Luftlagerung.

b) Lufttrockenes Holz.

Die Zugkörper wurden nach Abb. 2 hergestellt und allseitig gehobelt. Die Hölzer lagerten bis zur Prüfung in trockenen, geheizten Räumen und hatten Feuchtigkeitsgehalte von 10 bis 12% des Trockengewichts. Die Untersuchung erstreckte sich auf 18 Fichten- und 17 Kieferhölzer mit Zerreißquerschnitten von i. M. 32 cm². Die Belastung wurde langsam und stufenweise gesteigert. Die Ergebnisse sind aus Abb. 5 und Tabelle 4 zu ersehen.

Tabelle 4.

Herkunft der Hölzer	Mittlere Zugfestigkeit in kg/cm² Kiefer	Fichte
Thüringen	452	506
Ostpreußen	613	525
Württemberg	817	539
	Gesamtmittel 570	

In Abb. 5a sind die Gesamtmittelwerte für die Wassergehalte von 10 und 60% des Trockengewichts eingetragen. Die Zwischenwerte für 20 und 40% und der Grenzwert für 100% sind aus den Versuchen des Schweizerischen Ingenieur- und Architekten-Vereins entnommen. (Ergebnisse der Festigkeitsuntersuchungen an der E. M. P. A. mit Bauhölzern in den Jahren 1924/25 als Grundlage für die Normen des S. J. A. von Prof. Dr.-Ing. ehr. M. Roš.)

Die Mittelwerte liegen auf einer parabolisch verlaufenden Kurve, die die Abnahme der Zugfestigkeit mit zunehmendem Wassergehalt wiedergibt.

Auswertung der Ergebnisse der Zugversuche.

Der Einfluß der Ästigkeit und der Wuchsfehler, die eine Störung des gleichmäßigen Faserverlaufs verursachen, tritt deutlich hervor. So betrug z. B. bei dem nassen Stab 2 6/7 die Bruchbeanspruchung 119 kg/cm², während ein astfreier Stab aus derselben Lage des gleichen Stammes eine Festigkeit von 314 kg/cm² ergab.

Recht erheblich ist der Einfluß des Feuchtigkeitsgehaltes. Die nassen Hölzer mit einem Feuchtigkeitsgehalt von durchschnittlich 61% (nach zweimonatiger Wasserlagerung) ergaben Bruchfestigkeiten, die um durchschnittlich 31% niedriger waren als die der lufttrockenen Hölzer mit 10 bis 12% Feuchtigkeitsgehalt.

Von beachtlichem Einfluß auf die Zugfestigkeit ist ferner die Beschaffenheit und die Entfernung der Jahresringe. Die Güte des Holzes hängt nicht so sehr von der Entfernung der Jahresringe ab, als von dem Anteil des Spätholzes in den einzelnen Jahresringen. Dasjenige Holz ist das beste, das neben Engringigkeit noch den größten Anteil an Spätholz hat.

Hiermit im Zusammenhang stehen die Festigkeitsunterschiede der Holzkörper, die aus dem Stock- oder Zopfende eines Stammes entnommen werden. Der jährliche Holzzuwachs ist um so größer, je länger die Wachstumsperiode dauert; die Entfernung der Jahresringe nimmt nach dem Zopfende hin zu. Die Zugfestigkeit des Holzes vom Zopfende eines Stammes ergab nur rd. 70% der Festigkeit am Stockende.

Da die Beschaffenheit der einzelnen Jahresringe durch die äußeren Wachstumsverhältnisse des Baumes (Bodenbeschaffenheit, Feuchtigkeit usw.) bedingt ist, so müssen sich auch Güteunterschiede des Holzes nach der Herkunft ergeben. Das sehr engringige Holz aus dem württembergischen Schwarzwald mit seinem großen Anteil von Spätholz ergab wesentlich höhere Festigkeiten als die übrigen Hölzer, während zwischen den Hölzern aus Ostpreußen und denen aus Thüringen ein wesentlicher Unterschied nicht festzustellen war.

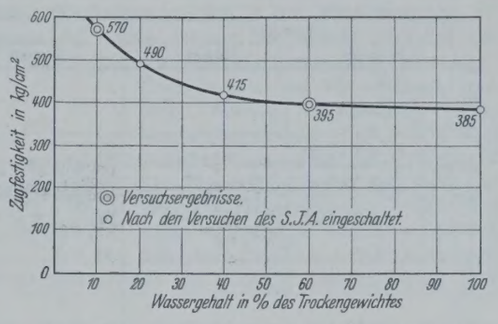


Abb. 5a. Beziehung zwischen Feuchtigkeit und Zugfestigkeit. Mittelwerte.

Die württembergische Kiefer lieferte wesentlich bessere Ergebnisse als die württembergische Fichte, während zwischen den Kiefern und Fichten der anderen Landesteile keine nennenswerten Unterschiede nachzuweisen waren.

II. Druckfestigkeit in der Faserrichtung.

1. Kleine Würfel mit einer Kantenlänge von rd. 7 cm.

Sämtliche Flächen wurden gehobelt, die Stirnflächen genau eben und parallel bearbeitet. 230 Versuchskörper wurden aus den Stock- und Zopfenden der Stämme herausgearbeitet und zwischen ebenen eisernen Druckplatten geprüft.

a) Nasses Holz.

Die Würfel lagerten 56 Tage unter Wasser und hatten bei der Prüfung die in Tabelle 5 aufgeführten durchschnittlichen Feuchtigkeitsgehalte in % des Trockengewichts.

Tabelle 5.

Herkunft der Hölzer	Durchschnittlicher Feuchtigkeitsgehalt in % des Trockengewichtes Kiefer	Fichte
Thüringen	98	101
Ostpreußen	113	109
Württemberg	82	110
	Gesamtmittel 102	

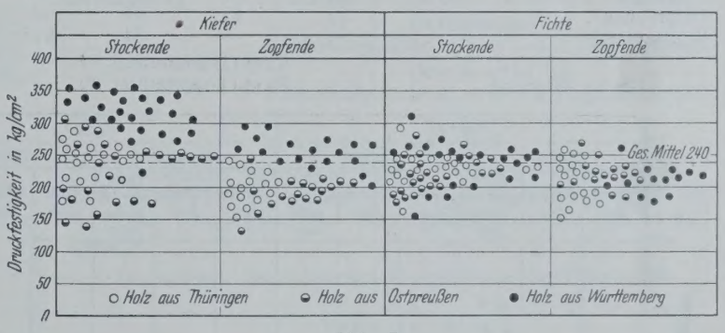


Abb. 7.
Druckfestigkeiten von Würfeln mit rd. 7 cm Kantenlänge nach 56tägiger Wasserlagerung.

Die Ergebnisse sind aus Abb. 7 und Tabelle 6 ersichtlich.

Tabelle 6.

Herkunft der Hölzer	Mittlere Druckfestigkeit in kg/cm² Kiefer	Fichte
Thüringen	219	221
Ostpreußen	218	223
Württemberg	287	226
	Gesamtmittel 240	

b) Lufttrockenes Holz.

Die Würfel lagerten bis zur Prüfung (8 Monate) in trockenen Räumen und hatten Feuchtigkeitsgehalte von 9 bis 11% des Trockengewichts. Die Ergebnisse sind in Abb. 8 und Tabelle 7 zusammengestellt.

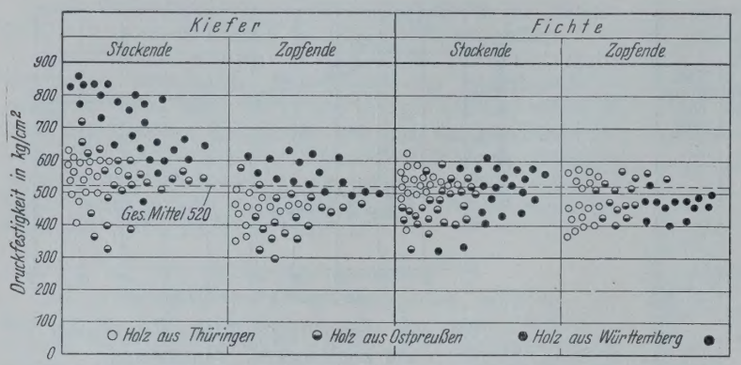


Abb. 8. Druckfestigkeiten von Würfeln mit rd. 7 cm Kantenlänge nach 8monatiger Luftlagerung.

Tabelle 7.

Herkunft der Hölzer	Mittlere Druckfestigkeit in kg/cm² Kiefer	Fichte
Thüringen	501	508
Ostpreußen	495	477
Württemberg	653	484
	Gesamtmittel 520	

2. Große Prismen mit Höhen von rd. 60 cm und Querschnitten von 262 cm² bis 1475 cm².

Die Druckflächen der Prismen wurden genau eben und parallel bearbeitet. Die Zahl der Versuche betrug 36, die Hälfte vom Stockende, die andere Hälfte vom Zopfende der 18 Stämme. Die Prismen wurden zwischen ebenen eisernen Platten belastet.

a) Nasses Holz.

Die Prismen lagerten durchschnittlich 175 Tage unter Wasser und hatten bei der Prüfung die in Tabelle 8 aufgeführten durchschnittlichen Feuchtigkeitsgehalte in % des Trockengewichts.

Tabelle 8.

Herkunft der Hölzer	Durchschnittlicher Feuchtigkeitsgehalt in % des Trockengewichtes Kiefer Kern	Kiefer Rand	Fichte Kern	Fichte Rand
Thüringen	54[1])	81	31	93
Ostpreußen	30	81	34	94
Württemberg	—	—	34	94
	Kern-Gesamtmittel 37		Rand-Gesamtmittel 89	

[1]) Starke Herzrisse.

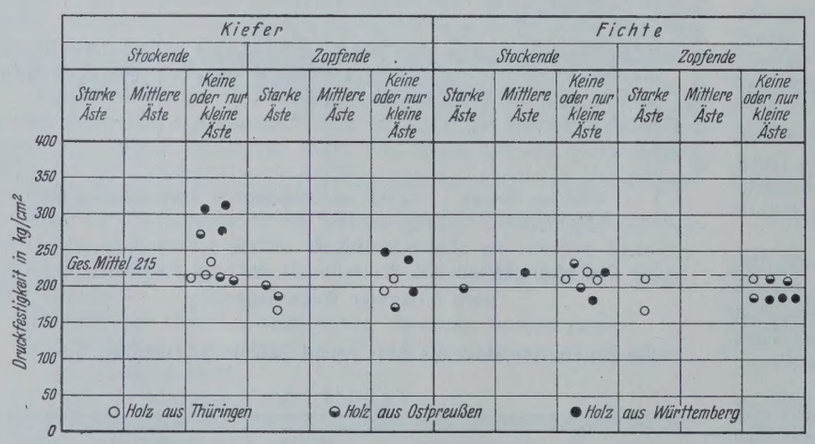


Abb. 9. Druckversuche mit großen Prismen nach 175tägiger Wasserlagerung.

Die Ergebnisse sind aus Abb. 9 und Tabelle 9 ersichtlich.

Tabelle 9.

Herkunft der Hölzer	Mittlere Druckfestigkeit in kg/cm² Kiefer	Fichte
Thüringen	207	207
Ostpreußen	206	206
Württemberg	262	197[1])
[1]) Starke Äste.	Gesamtmittel 215	

b) Lufttrockenes Holz.

Die Prismen lagerten rd. 10 Monate in trockenen Arbeitsräumen und hatten bei der Prüfung Feuchtigkeitsgehalte von 12,3 bis 14,4% des Trockengewichts am Rande und 15,6 bis 26,9% des Trockengewichts im Kern.

Die Ergebnisse sind in Abb. 10 und Tabelle 10 zusammengestellt.

Tabelle 10.

Herkunft der Hölzer	Mittlere Druckfestigkeit in kg/cm² Kiefer	Fichte
Thüringen	340	355
Ostpreußen	317	339
Württemberg	382	344
	Gesamtmittel 345	

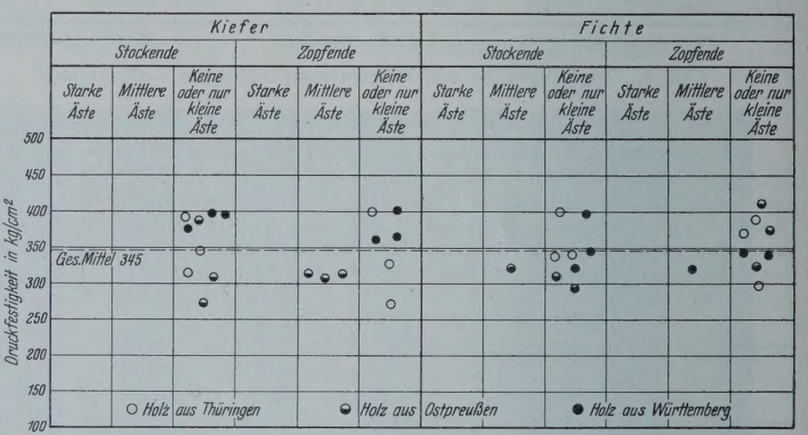


Abb. 10. Druckversuche mit großen Prismen nach 10monatiger Luftlagerung.

Auswertung der Ergebnisse der Druckversuche.

Der Einfluß der Ästigkeit, Verwachsungen und sonstiger Unregelmäßigkeiten ist hier nicht so groß wie bei der Zugfestigkeit. Es sind im gleichen Stamm Verminderungen der Festigkeit durch Äste bis zu 20% (gegenüber 60% bei den Zugversuchen) festgestellt worden.

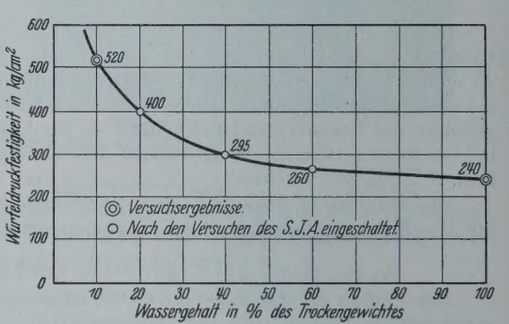


Abb. 8a. Beziehung zwischen Feuchtigkeit und Würfeldruckfestigkeit. Mittelwerte.

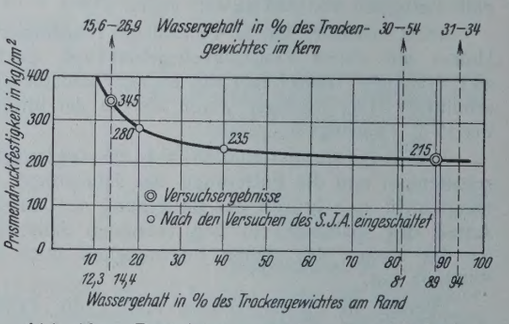


Abb. 10a. Beziehung zwischen Feuchtigkeit und Prismendruckfestigkeit. Mittelwerte.

Der Einfluß der Feuchtigkeit dagegen macht sich bei den Druckfestigkeiten noch mehr bemerkbar als bei den Zugfestigkeiten. Die Druckversuche mit nassem Holz ergaben Festigkeiten von durchschnittlich 45% bei kleinen Würfeln und 62% bei großen Prismen der von lufttrockenem Holz (s. Abb. 11). Die Abnahme der Druckfestigkeit mit zunehmendem Wassergehalt ist aus Abb. 8a und 10a zu ersehen.

Die Versuche haben ferner ergeben, daß Hölzer mit großen Querschnitten geringere Festigkeiten haben als solche mit kleinen Querschnitten.

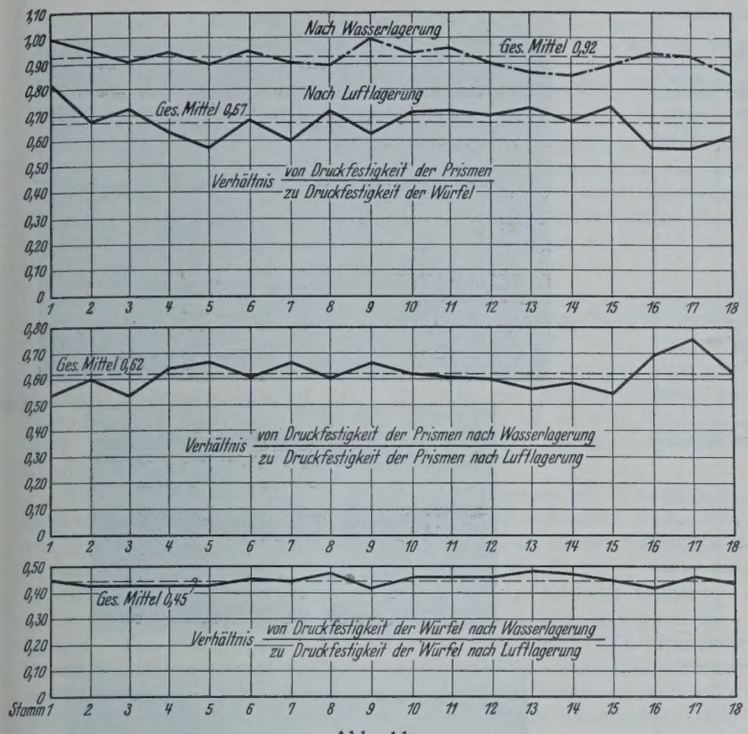


Abb. 11.

Ganz besonders scharf tritt dies bei lufttrockenem Holz hervor, bei dem die mittlere Druckfestigkeit der Prismen nur 67 % der der kleinen Würfel betrug, während sie bei nassem Holz 92 % der der kleinen Würfel betrug (s. Abb. 11). Wegen des Einflusses der Jahresringe, der Lage im Stamm und der Herkunft und Art des Holzes gilt allgemein das unter den Zugversuchen Gesagte (vergl. Abb. 18, besonders hinsichtlich der Zahlenwerte).

III. Biegungselastizität.

Die Elastizitätszahl wurde aus der Proportionalität zwischen Belastung und Durchbiegung an 22 bezw. 25 Balken mit Querschnitten von rd. 10/14 und 10/10 cm und einer Länge von 260 cm ermittelt. Die Probebalken wurden allseitig gehobelt. Die Balken wurden in der Mitte nach Abb. 12 belastet. Die Anfangslast P_0 betrug 50 kg; sie wurde zunächst auf $P_1 = 400$ kg gesteigert. Nach 2 Minuten wurde die Einsenkung f gemessen.

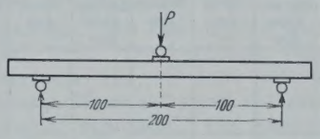


Abb. 12. Maße in cm.

Dann wurde auf P_0 entlastet und nach 2 Minuten die bleibende Durchbiegung gemessen. Aus dem Unterschied der gesamten und der bleibenden Einsenkung ergab sich dann die federnde Durchbiegung. Bei der nächsten Laststufe wurde von 50 auf 800, dann von 50 auf 1200 und weiter von 50 auf 1600 belastet und jeweils die gesamte und bleibende Einsenkung gemessen.

Die Elastizitätszahl wurde aus der gesamten Durchbiegung f der ersten ($\sigma_b = 8$ bis 65 kg/cm²) und letzten ($\sigma_b = 8$ bis 250 kg/cm²) Laststufe berechnet aus der Formel $f = \frac{1}{48} \frac{Pl^3}{EJ}$.

a) Nasses Holz.

Die Balken wurden 4 Monate unter Wasser gelagert. Der Feuchtigkeitsgehalt hatte bei der Prüfung die in Tabelle 11 angegebenen Prozente des Trockengewichts.

Tabelle 11.

Herkunft der Hölzer	Durchschnittlicher Feuchtigkeitsgehalt in % des Trockengewichtes			
	Kiefer		Fichte	
	Kern	Rand	Kern	Rand
Thüringen	31	93	41	94
Ostpreußen	31	122	59	119
Württemberg	32	62	29	101
Kern-Gesamtmittel 35				
Rand-Gesamtmittel 100				

Die Ergebnisse sind in Abb. 13 dargestellt.

Die mittlere Elastizitätszahl E ist aus Tabelle 12 zu ersehen.

Tabelle 12.

Herkunft der Hölzer	Mittlere Elastizitätszahl E in kg/cm² bei Belastungsstufe			
	$\sigma_b = 8 - 65$ kg/cm²		$\sigma_b = 8 - 250$ kg/cm²	
	Kiefer	Fichte	Kiefer	Fichte
Thüringen . . .	97 500	118 000	93 000	97 000
Ostpreußen . . .	116 500	103 000	94 000	90 000
Württemberg . .	148 000	126 000	149 000	111 000
Gesamtmittel bei Belastungsstufe $\sigma_b = 8 - 65$ kg/cm² 118 000				
Gesamtmittel bei Belastungsstufe $\sigma_b = 8 - 250$ kg/cm² 108 000				

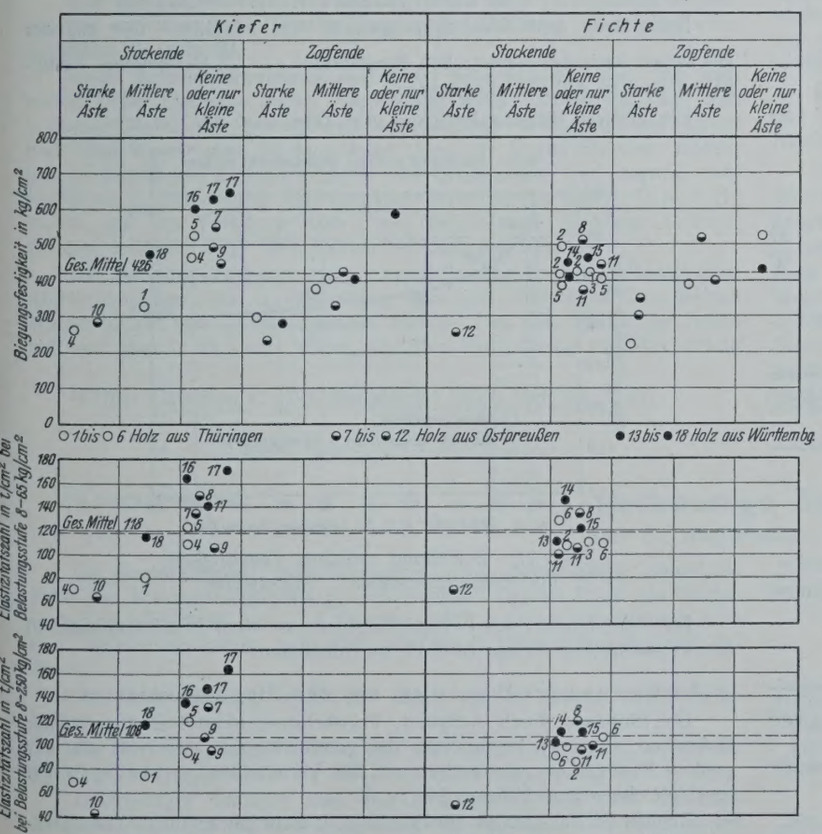


Abb. 13. Biegefestigkeiten und Elastizitätszahlen von Hölzern nach 4 Monaten Wasserlagerung.

b) Lufttrockenes Holz.

Die Balken lagerten 11 Monate in trockenen Arbeitsräumen und hatten bei der Prüfung Feuchtigkeitsgehalte von 10 bis 14 % der Trockengewichte. Die Ergebnisse sind in Abb. 14 dargestellt.

Die mittlere Elastizitätszahl E ergibt sich aus Tabelle 13.

Tabelle 13.

Herkunft der Hölzer	Mittlere Elastizitätszahl E in kg/cm² bei Belastungsstufe			
	$\sigma_b = 9 - 75$ kg/cm²		$\sigma_b = 9 - 300$ kg/cm²	
	Kiefer	Fichte	Kiefer	Fichte
Thüringen . . .	127 000	143 000	122 000	136 000
Ostpreußen . . .	138 000	131 000	136 000	126 000
Württemberg . .	165 000	139 000	154 000	132 000
Gesamtmittel bei Belastungsstufe $\sigma_b = 9 - 75$ kg/cm² 139 000				
Gesamtmittel bei Belastungsstufe $\sigma_b = 9 - 300$ kg/cm² 133 000				

Auswertung der Ergebnisse aus den Elastizitätsversuchen.

Die durchschnittliche Elastizitätszahl von nassem Holz betrug rd. 83 % der von trockenem Holz. Sie nimmt bei nassem Holz mit zunehmender Beanspruchung mehr ab (von 118 000 auf 108 000) als bei trockenem Holz (von 139 000 auf 133 000).

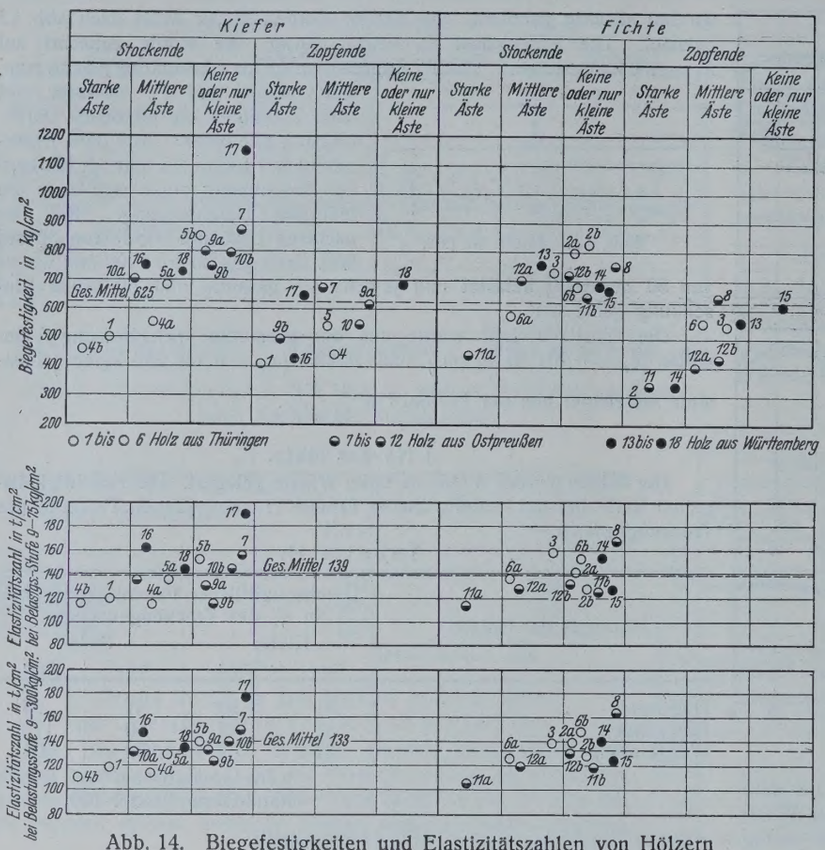


Abb. 14. Biegefestigkeiten und Elastizitätszahlen von Hölzern nach 11 Monaten Luftlagerung.

IV. Biegungsfestigkeit.

Die Biegungsfestigkeit wurde an 42 bezw. 46 Balken mit Querschnitten von 10/10 und 10/14 cm und einer Länge von 260 cm ermittelt. Die Balken wurden nach Abb. 15 langsam und stetig bis zum Bruch belastet.

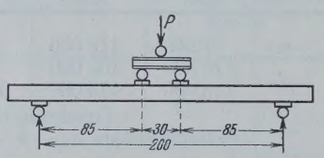


Abb. 15. Maße in cm.

a) Nasses Holz.

Behandlung und Feuchtigkeitsgehalte wie unter IIIa.

Die aus der Höchstlast nach der Navierschen Biegeformel $\sigma = \frac{M}{W}$ errechneten Festigkeiten zeigt Abb. 13.

Die mittlere Biegungsfestigkeit ist aus Tabelle 14 zu entnehmen.

Tabelle 14.

Herkunft der Hölzer	Mittlere Biegungsfestigkeit in kg/cm² Kiefer	Fichte
Thüringen	382	410
Ostpreußen	397	396
Württemberg	518	440
	Gesamtmittel 420	

Die Abb. 16 zeigt einige bemerkenswerte Bruchbilder nach Biegungsversuchen mit nassen Hölzern.

Tabelle 15.

Herkunft der Hölzer	Mittlere Biegungsfestigkeit in kg/cm² Kiefer	Fichte
Thüringen	538	593
Ostpreußen	675	555
Württemberg	735	603
	Gesamtmittel 625	

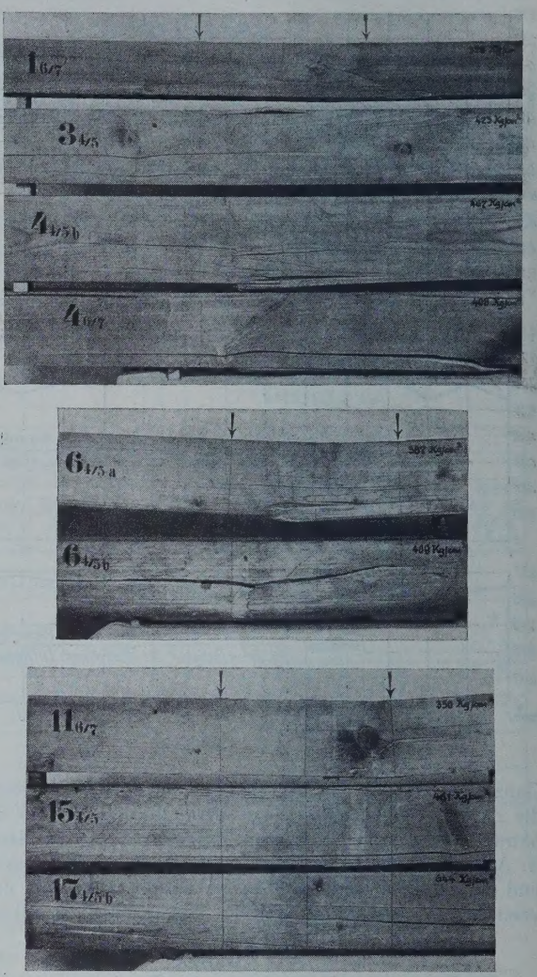


Abb. 16. Bemerkenswerte Bruchbilder nach Biegungsversuchen mit „nassem“ Holz.

b) Lufttrockenes Holz.

Behandlung und Feuchtigkeitsgehalte wie bei IIIb. Die aus der Höchstlast nach der Navierschen Biegeformel $\sigma = \frac{M}{W}$ errechneten Festigkeiten sind in Abb. 14 eingetragen.

Die mittlere Biegungsfestigkeit gibt Tabelle 15 an.

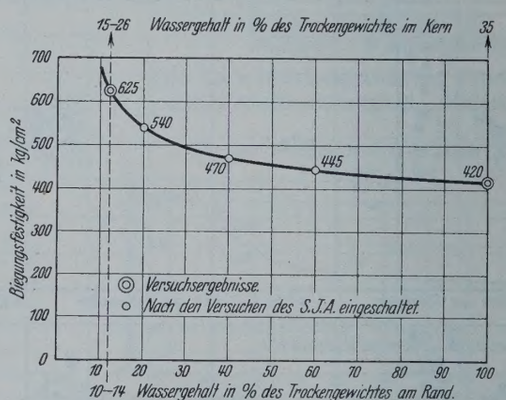


Abb. 17. Beziehung zwischen Feuchtigkeit und Biegungsfestigkeit. Mittelwerte.

Die Abhängigkeit der Festigkeitszahlen von dem Feuchtigkeitsgehalt der Versuchsstäbe ist aus Abb. 17 zu entnehmen.

Auswertung der Ergebnisse aus den Biegungsversuchen.

Die Einflüsse durch Ästigkeit, Verwachsungen usw. sind auch hier bedeutend, wenn sie in der Nähe des größten Biegungsmoments und der größten Randspannungen auftreten. Die Verminderungen betragen bei sonst gleichwertigen Hölzern bis zu 50%.

Ebenso ist der Einfluß der Feuchtigkeit recht beträchtlich. Die durchschnittliche Biegungsfestigkeit für nasses Holz beträgt rd. 70% der für trockenes Holz. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Neue Betonarten.

Von Dr. **Haegermann**, Karlshorst.

Die Bestrebungen, den Ziegelstein im Wohnhausbau durch Kiesbeton zu ersetzen, haben zu keinem durchgreifenden Erfolg geführt. Wurden beim Kiesbeton in statischer Hinsicht alle Bedingungen erfüllt, so war der Wärme- und Schallschutz ungenügend. Es wurde versucht, durch Schaffung von Hohlräumen die Wärmeleitfähigkeit der Wände herabzusetzen, aber auch damit wurde nur ein Teilerfolg erzielt. Kiesbeton wird heute nur noch gelegentlich bei ländlichen Wohnhausbauten verwendet.

Als Betonarten, die geeignet sind, den Ziegelstein zu ersetzen, sind zu nennen: Bimsbeton, Schlackenbeton, Porositbeton, Faserstoffbeton (Sägemehlbeton), Gasbeton und Zellenbeton.

Bimsbeton ist ein bekannter vorzüglicher Baustoff, der sich praktisch in jeder Beziehung bewährt hat. Da aber das Bimsvorkommen in Deutschland auf das Neuwieder Becken beschränkt ist, so steht der Bimsbeton — bei weiten Frachtwegen des Bims — dem Ziegelstein an Wirtschaftlichkeit nach.

Kesselschlacke (Asche von Steinkohlen, nicht jedoch von Braunkohlen) kann ein guter Baustoff sein, wenn sie sachgemäß aufbereitet wird. Sie soll gesiebt und gewaschen werden, und außerdem ist der Sulfatgehalt zu bestimmen. Bei zu hohem Sulfatgehalt treibt der Beton.

Schlackensteine haben sich bei Wahl geeigneter Schlacke bewährt.

Bei der Zollinger Bauweise wird ein Kiessand-Schlacken-Beton verwendet. Das Mischungsverhältnis ist im allgemeinen 1 : 6 : 6 (Zement : Kiessand : Kesselschlacke). Der Beton wird geschüttet. Durch die Schlacke einerseits und die durch das Schütten gebildeten Hohlräume anderseits wird ein poröser Beton erzielt, der hinreichenden Wärmeschutz und Schallsicherheit gewährleistet.

Der Porositbeton wird gleichfalls als Schüttbeton verarbeitet. Er ist eine Mischung von Zement-Kies-Beton und Kalk-Kies-Beton; beide werden getrennt hergestellt, aber gemeinsam ohne nochmaliges Durchmischen geschüttet. Porosit-Betonbauten sind in Stettin zur Ausführung gelangt.

Faserstoffbeton wird aus Holzbearbeitungsabfällen (Sägemehl, Holzwolle usw.) und Zement zurzeit nur fabrikmäßig hergestellt. Platten und Dielen aus diesem Material werden zur Aufführung von Wänden benutzt. Mit Sorel-Zement als Bindemittel sind oftmals schlechte Erfahrungen gemacht worden, z. B. rosteten eingelegte Eisenrohre durch, so daß neuerdings Zement als Bindemittel gewählt wird. Beispiele für diese Betonart sind: Heraklith, Tekton.

Von den Leichtbetonarten verdienen wegen ihres vorzüglichen Wärmeschutzes und ihrer guten Schalldämpfung der Gasbeton und Zellenbeton besondere Beachtung.

Beide Betonarten zeichnen sich durch hohe Porosität aus. Sie wird erzielt beim Gasbeton durch Anwendung eines Treibmittels, das den trockenen Materialien hinzugesetzt wird. Diese Treibmittel entwickeln nach dem Wasserzusatz in dem Beton Gase, die kleine Bläschen bilden, um die herum der Zement erhärtet. In Deutschland sind zurzeit zwei Verfahren in Anwendung: Das Aerokret-Verfahren der Torkret G. m. b. H., Berlin, und das Verfahren nach Prof. Meyer und Architekt Asmus, Breslau, letzteres unter dem Namen Schimabeton bekannt.

Das Aerokret-Verfahren stammt aus Schweden.[1]) Als Treibstoff dient Aluminiumpulver, das in Verbindung mit dem Kalkhydrat des Betons Wasserstoffgas und Calciumaluminat bildet. Das Gas treibt den Beton auf, und zwar in ähnlicher Weise, wie dies beim Gären von Kuchenteig geschieht. Als Zuschlagstoff dient feiner Sand und neuerdings daneben noch Bims. Die Luftblasen stehen untereinander nicht in Verbindung; hierdurch wird die hohe Isolierfähigkeit gegen Wärme und Schall, die geringe Wasseraufnahme, die gute Nagelbarkeit und das niedrige Raumgewicht verursacht. Das Raumgewicht kann bis zu 0,3 bis 0,4 herabgesenkt werden, im allgemeinen wird es auf etwa 0,8 eingestellt. Die Festigkeit des Gasbetons vom Raumgewicht 0,8 beträgt etwa 30 kg/cm², sie steigt bezw. fällt mit höherem oder niedrigerem Raumgewicht. Die Wärmeisolierung einer 15 cm dicken Schicht entspricht etwa der einer 38 cm dicken Ziegelwand.

Das Aerokret-Verfahren findet zurzeit nur zur fabrikmäßigen Herstellung von Platten, Formsteinen und anderen Bauelementen Anwendung, die zur Ausfachung von Skelettbauten oder zur Aufführung tragender Wände dienen; der Verarbeitung als Beton zwischen Schalungen stehen jedoch keine Hindernisse entgegen.

Der Schimabeton unterscheidet sich vom Aerokret-Beton einmal durch die Verwendung eines anderen Treibstoffes, dann aber auch in der Wahl des Zuschlagstoffes und in der Verarbeitung. Als Treibstoff wird eine Calcium-Magnesium-Legierung der Betonmasse hinzugefügt. Das Treibmittel wird von der I. G. Farben hergestellt und auf den Markt gebracht. Die Gasentwicklung wird durch Zersetzung der Legierung durch das Anmachewasser des Betons erzielt; auch hierbei bildet sich Wasserstoffgas. Als Zuschlagstoff wird Sand bezw. feinkörniger Kiessand verwendet, das Mischungsverhältnis beträgt 1 : 6 unter Zusatz von 0,1 % Treibstoff. Die Verarbeitung geschieht als Gußbeton an der Baustelle in der üblichen Weise unter Anwendung von Wanderschalungen. Diese Bauweise hebt die Wirtschaftlichkeit gegenüber dem Versetzen fabrikmäßig hergestellter Bausteine nicht unbedeutend.

Zellenbeton unterscheidet sich vom Gasbeton durch die Art der Herstellung. Beim Zellenbeton wird zunächst in einem sogenannten Peitschwerk Seifenschaum (Schmierseife mit Zusatz von Leimlösung) erzeugt, der dann mit dem in einem besonderen Mischer bereiteten Zementmörtel innig gemischt wird; der Schaum wird dabei unter Druck in den Mischer gebracht. Die Hohlräume werden durch das Schaumgerüst gebildet, deren Wirkungsweise dieselbe ist wie beim Gasbeton. Je nach Wahl des Schaumes kann das Raumgewicht des Zellenbetons zwischen 0,2 bis 1,2 eingestellt werden. Für Bauteile beträgt der Schaumzusatz etwa 1 % des Gesamtgewichtes von Zement und Zuschlagstoffen; es wird hierfür ähnlich wie bei dem Gasbeton das Raumgewicht 0,8 bis 0,9 gewählt. Die Bauelemente werden fabrikmäßig hergestellt, indem sie neuerdings zur Steigerung der Festigkeit und schnelleren Verarbeitung in Dampfkesseln, wie sie bei der Kalksandstein-Fabrikation in Gebrauch sind, gehärtet werden.

Das Zellenbeton-Verfahren ist geschützt; es stammt aus Dänemark und gehört der Ingenieurbaugesellschaft Christiani & Nielsen m. b. H., Hamburg.

In der Siedlung Breslau-Pöpelwitz sind Versuchsbauten aus Aerokret-Schima- und Zellenbeton ausgeführt worden, die zur vollen Zufriedenheit ausgefallen sind.

Die Anwendung der neuen Betonarten und Bauweisen ist gegenwärtig noch zu jung, als daß entschieden werden könnte, ob sie im Wohnhausbau weittragende Umwälzungen bringen werden, weil neben der praktischen Bewährung die Wirtschaftlichkeit von ausschlaggebender Bedeutung ist. Technisch darf jedoch das Problem, den Ziegelstein durch gleich- bezw. höherwertige Betonarten zu ersetzen, als gelöst bezeichnet werden.

[1]) Über Gasbeton s. „Die Bautechnik“ 1928, Heft 28, S. 417.

Alle Rechte vorbehalten.

Hochwertige Zemente.

Von Dr. **Haegermann**, Karlshorst.

Die Hochwertigkeit eines Zementes wird „ziffernmäßig“ durch die Höhe der Normenfestigkeiten gekennzeichnet. Gemäß Erlaß des Reichsverkehrsministeriums vom 15. Oktober 1927 werden bei Prüfung nach den Normenvorschriften nebenstehende Mindestfestigkeiten (kg/cm²) gefordert.

Die Hochwertigkeit kommt vor allem in den hohen Anfangsfestigkeiten zum Ausdruck.

Für die Abbindeverhältnisse und die Raumbeständigkeit gelten die gleichen Forderungen wie für die Normenzemente.

Hochwertige Zemente sind also langsambindende, aber rasch erhärtende Zemente; sie werden in Österreich auf Grund dieser Eigenschaft als „frühhochfeste Zemente“ bezeichnet, während in Frankreich und England in Anlehnung an die deutsche Benennung diese Zemente

	Nach 3 Tagen Wasserlagerung (1 Tag in feuchter Luft, 2 Tage unter Wasser gelagert)		Nach 28 Tagen kombinierter Lagerung (1 Tag in feuchter Luft, 6 Tage unter Wasser, 21 Tage an der Luft gelagert)	
	Druck	Zug	Druck	Zug
Normenzemente (Portland-, Eisenportland-, Hochofenzement)	—	—	350	30
Hochwertige Zemente .	250	25	500	40

„Super-ciments“ bezw. „Super-cements“ heißen. Bezeichnungsweisen wie Edel-Zemente, Doppel-Zemente, Superior-Zemente sind den Markenbezeichnungen von Erzeugnissen einzelner Werke entlehnt. Sie haben

in die Literatur keinen Eingang gefunden, sind aber auf Baustellen und bei Händlern häufig zu hören.

Die hochwertigen Zemente werden unterschieden in:

1. hochwertige Normenzemente (Portland-, Eisenportland-, Hochofenzement),
2. Tonerdezement.

Von den hochwertigen Zementen hat der hochwertige Portlandzement die größte Verbreitung gefunden; hochwertiger Hochofenzement kommt kaum auf den Markt, da bei hohen Schlackenzusätzen nur schwer hohe Anfangsfestigkeiten erhalten werden können.

Die Verwendung des Tonerdezementes kommt — wegen seines hohen Preises — nur für Sonderzwecke in Frage.

Portlandzement und hochwertiger Portlandzement weisen in der Herstellung keine grundsätzlichen Unterschiede auf; der hochwertige Portlandzement wird nur sorgfältiger aufbereitet, d. h. die Rohmasse (Kalkstein, Ton, Mergel usw.) wird feiner gemahlen und inniger gemischt, der Klinker wird schärfer gebrannt und der Zement wiederum feiner gemahlen. Die höheren Aufbereitungskosten bedingen seinen Mehrpreis.

Der Tonerdezement stellt hingegen eine andere Zementart dar. Bestehen die Portlandzemente im wesentlichen aus Kalk und Kieselsäure (i. M. 65 % CaO und 20,5 % SiO_2), so sind die Hauptbestandteile des Tonerdezementes Tonerde und Kalk (i. M 40 % Al_2O_3 und 40 % CaO). Seine Rohstoffe sind Bauxit und Kalkstein, die in elektrischen Öfen, Wassermantelöfen oder Drehöfen geschmolzen werden. Man hat früher daher den Tonerdezement auch Schmelzzement genannt.

In Deutschland wird hochwertiger Portlandzement zurzeit von 37 Werken, Tonerdezement hingegen nur von 2 Werken (Alca-Tonerdezement G. m. b. H., Berlin, und Rolandhütte) hergestellt.

Der Festigkeitsverlauf von im Handel aufgekauftem Portlandzement, hochwertigem Portlandzement und Tonerdezement geht aus folgender Tabelle hervor.

Die Druck- und Zugfestigkeiten (in kg/cm²) sind gemäß den Normenvorschriften bestimmt worden.

Alter und Lagerungsart	Portlandzement[1]		Hochw. Portlandzement I[2]		Hochw. Portlandzement II[3]		Tonerdezement	
	Druck	Zug	Druck	Zug	Druck	Zug	Druck	Zug
1 Tag Luftlagerung	—	—	—	—	348	29	424	26,3
2 Tage Wasserlager.	—	—	—	—	472	32	452	24,7
3 „ „	—	—	347	29,5	520	35	500	28,7
7 „ „	281	24,7	447	34,1	634	36	525	31,2
28 „ „	384	30,4	542	38,4	710	37	653	28,2
28 „ kombinierte Lagerung . . .	460	41,3	626	46,1	737	43	744	39,0

Die Druckfestigkeiten zeigen deutlich den Unterschied in der Güte der einzelnen Zemente. Wesentlich ist die Anfangsfestigkeit, die beim Tonerdezement nach 24 Stunden höher ist als die 28tägige Festigkeit (Wasserlagerung) der handelsüblichen Portlandzemente und etwa so hoch wie die des hochwertigen Portlandzementes I nach 6 Tagen; dagegen hat der hochwertige Portlandzement II, der als eine besondere Qualität auf den Markt gebracht wird, schon nach etwa 40 Stunden die gleiche Festigkeit wie der Tonerdezement nach 24 Stunden. Der Fortschritt in der Gütesteigerung der hochwertigen Portlandzemente kommt in diesem Zement besonders zum Ausdruck. Kennzeichnet sich somit der Tonerdezement als ein Zement mit hohen Anfangsdruckfestigkeiten, so bleiben die Zugfestigkeiten gegenüber den hochwertigen Portlandzementen häufig zurück.

Der hochwertige Portlandzement II hat bereits nach 24 Stunden und der hochwertige Portlandzement I nach 3 Tagen höhere Zugfestigkeiten als der Tonerdezement.

Die 3-Tage-Festigkeiten des hochwertigen Portlandzementes I liegen etwa in gleicher Höhe wie die Normenforderung für handelsüblichen Zement nach 28 Tagen kombinierter Lagerung.

Die hochwertigen Zemente werden daher vorteilhaft zu Beton verwendet, der frühzeitig hohe Festigkeiten erzielen soll oder der besonders hoch beansprucht wird. Die Überlegenheit der hochwertigen Zemente, die in den Normenfestigkeiten zum Ausdruck kommt, tritt in gleichem Ausmaße bei baumäßiger Verarbeitung hervor. Auch ist die wirtschaftliche Ausnutzung des hochwertigen Portlandzementes durch Verwendung magererer Mischungen unter Verzicht auf die sonstigen Vorteile, wie früheres Ausschalen möglich, denn wird an Stelle von 1 G.-T. Portlandzement 0,8 G.-T. hochwertiger Portlandzement verwendet (und diese Gewichtsunterschiede entsprechen etwa dem Preisunterschied), so werden etwa die gleichen Festigkeiten erhalten, wobei bezüglich des hochwertigen Portlandzementes noch eine Ersparnis an Transportkosten (4 Wagen hochwertiger Portlandzement gegenüber 5 Wagen Portlandzement) und an geringeren Streuverlusten verbleibt.

Es muß aber bei Anwendung von hochwertigem Portlandzement dringend davor gewarnt werden, magerer zu mischen und dennoch frühzeitiger auszuschalen. Mißerfolge sind nur dort aufgetreten, wo die Eigenschaften der hochwertigen Zemente überschätzt sind.

Bei Eisenbetonbauten ist überdies eine bestimmte Mindestmenge Zement auf 1 m³ fertig verarbeiteten Betons vorgeschrieben. Sie soll nicht weniger als 300 kg betragen und darf nur in Ausnahmefällen auf 270 kg ermäßigt werden. Diese Vorschrift, die mit Rücksicht auf die Rostsicherheit der Eiseneinlagen erlassen ist, gilt auch für alle hochwertigen Zemente.

Der Gleitwiderstand der Eiseneinlagen wird bei Anwendung von hochwertigem Zement bedeutend erhöht. Vergleichversuche mit Portlandzement und hochwertigem Portlandzement im Mischungsverhältnis 1 : 4 Raumteile (Oderkies) ergaben für weiche Konsistenz des Betons folgende Werte:

	Gleitwiderstand in kg/cm²	
	3 Tage	28 Tage
Portlandzement	11,2	29,6
Hochwertiger Portlandzement	31,8	55,5

In der Aufnahmefähigkeit elastischer Energie zeigten sich nach Untersuchungen von Probst die hochwertigen Zemente in allen Altersstufen hochwertiger als die gewöhnlichen. Die Schwindung ist bei dem hochwertigen Portlandzement geringer, beim Tonerdezement größer als beim Portlandzement. In der Beständigkeit gegen aggressive Wässer, in der Wasserundurchlässigkeit ist der hochwertige Zement gleichfalls dem Portlandzement überlegen.

Der Tonerdezement zeichnet sich vor allen anderen Zementen durch seine hohe Sulfatwasserbeständigkeit aus. Für starke gips- oder magnesiasulfathaltige Wässer ist Tonerdezement der gegebene Baustoff. „Säurefest" ist der Tonerdezement nicht; es gibt zurzeit keine säurefesten hydraulischen Bindemittel. Bei angreifenden Wässern oder Flüssigkeiten (z. B. fette Öle) muß die Wahl des Zementes von Fall zu Fall getroffen werden.

Die Höhe des Wasserzusatzes zum Beton beeinflußt die Festigkeiten bei allen Zementen. Legt man dem Festigkeitsvergleich die Konsistenzen erdfeucht (Stampfbeton)- weich (plastisch)-gießfähig (Gußbeton) zugrunde, so sind die Verhältniszahlen für die 28-Tage-Festigkeiten beim hochwertigen Portlandzement etwa 100 : 75 : 40. Bei niederen Temperaturen wird dieses Verhältnis ungünstiger.

Tonerdezement wird am vorteilhaftesten in erdfeucht-weicher oder weicher Konsistenz verarbeitet.

Bei Schüttungen in Wasser trennt sich Tonerdezement leichter vom Beton als andere Zementarten. Feret, der diese Beobachtung gemacht hat, empfiehlt für derartige Fälle größte Vorsicht.

Der Einfluß der Temperatur auf den Erhärtungsverlauf zeigt zwischen hochwertigem Portlandzement und Tonerdezement gewisse Unterschiede. Bei ersterem beträgt der Festigkeitsabfall von 18° zu + 3° C (wenn die Materialien eine Temperatur von 3° C hatten und der Beton bei 3° C gelagert war) etwa 55 bis 65 % nach 3 Tagen und etwa 40 bis 50 % nach 7 Tagen. Nach 28 Tagen tritt eine erhebliche Annäherung der Festigkeiten ein, so daß nach dieser Zeit ein entscheidender Einfluß der niedrigen Temperatur nicht mehr besteht.

Der Tonerdezement verhält sich gegenüber niederen Temperaturen günstiger, weil er eine stärkere Wärmetönung hat. Wenn hierbei ebenfalls ein Festigkeitsabfall zu verzeichnen ist, so ist doch der Unterschied verhältnismäßig gering.

So günstig das Verhalten des Tonerdezementes bei tiefen Temperaturen ist, so ungünstig kann es wiederum bei höheren Temperaturen sein. Die besten Festigkeiten ergibt der Tonerdezement bei Temperaturen von 15 bis 18° C, bei höheren Wärmegraden geht die Festigkeit zurück.

Infolge der beim Abbinden entwickelten Wärme kann bei großen Betonblöcken die Temperatur über 50° C steigen. In ungünstigen Fällen haben sich — vermutlich infolge vorzeitiger Wasserverdunstung — Erhärtungsstörungen gezeigt, indem der Beton außen nur wenig, im Innern gar nicht erhärtet war. Diesem Umstande muß bei der Verarbeitung von Tonerdezement besonders im Sommer Rechnung getragen werden, anderenfalls können Mißerfolge eintreten.

Während bei Portlandzement die Dampferhärtung die Festigkeit steigert, so zeigt der Tonerdezement hierbei einen Festigkeitsabfall. Selbst bei Temperaturen von 15 bis 18° C erhärteter Tonerdezement büßt bei späterer Lagerung in warmem Wasser erheblich an Festigkeit ein. Ton-

[1]) Mittelwerte aus 80 Portlandzementen.
[2]) Mittelwerte aus 40 hochwertigen Portlandzementen.
[3]) Hochwertiger „Novo"-Zement.

erdezement ist demnach gegen Wärme empfindlicher als andere Zementarten.

Besondere Beachtung ist bei der Verarbeitung von Tonerdezement dem Anmachewasser zu schenken. Salzlösungen, z. B. Kalilauge, oder Meerwasser stören die Erhärtung des Tonerdezementes, obwohl erhärteter Tonerdezement eine hohe Widerstandsfähigkeit dagegen besitzen kann. Zum Tonerdezementbeton darf nur reines Wasser verwendet werden; die anderen Zementarten zeigen wiederum nicht diese große Empfindlichkeit.

Das Abbinden und Erhärten des Tonerdezementes wird ferner bei Vermischung mit anderen Bindemitteln gestört. Kalk kann schon in geringen Mengen (1%), Portlandzement in Mengen über 10% den Tonerdezement schnellbindend machen. Mischungen von Portlandzement und Tonerdezement sind aber nach dem Erhärten raumbeständig. Diese Erscheinung ist praktisch dahin ausgenutzt worden, daß Mischungen von Tonerdezement mit Portlandzement (etwa 30 bis 50%) zum Dichten von Quellen verwendet werden. Ferner sind derartige Mischungen zur Anwendung gelangt, wo es sich darum handelte, Beton herzustellen, der nach 3 Stunden (Betriebspause bei Verkehrsanlagen) eine Druckfestigkeit von 50 kg/cm² aufweisen sollte. Für derartige Mischungen ist das Verhältnis Tonerdezement : Portlandzement etwa 40 bis 50 : 50 bis 60. Diese Mischung beginnt nach etwa 15 Minuten abzubinden. Da jeder Portlandzement mit Tonerdezement unterschiedlich reagiert, so sind von Fall zu Fall Vorversuche anzustellen.

Die hochwertigen Zemente stellen einen bedeutenden Fortschritt in der Erzeugung der hydraulischen Bindemittel dar; um sie aber auch mit Erfolg auszunutzen, muß der besonderen Verarbeitungsweise der einzelnen Bindemittel Rechnung getragen werden.

Alle Rechte vorbehalten.

Schallisolierungen im Hochbau.

Von Dipl.-Ing. **Günther Lindenau**, Berlin-Steglitz.

Über die wissenschaftlichen Grundlagen des Schallschutzes im Hochbau bestehen vielfach noch Unklarheiten und falsche Vorstellungen. Damit Schallschutzmaßnahmen von vornherein auf ihren wahren Wert zurückgeführt werden können, ist es notwendig, die ihnen zugrunde liegenden physikalischen Gesetze richtig zu erkennen.

Ein weit verbreiteter Irrtum ist die Annahme, daß Wärmeschutzstoffe mit guter Wirksamkeit für diesen Zweck in gleichem Maße für alle Aufgaben der Schallisolierung Verwendung finden können. Man hat versucht, in den Gesetzen der Wärme- und Schallausbreitung gleiche Gesichtspunkte zu finden, um die Ausbreitung beider Energiearten nach den gleichen Richtlinien wissenschaftlich behandeln zu können. Dabei hat man jedoch erkennen müssen, daß die Verschiedenartigkeit von Wärme und Schall eine solche gemeinsame Behandlung nicht zuläßt. Die Wissenschaft ist zu dem Ergebnis gelangt, daß die beiden für den Hochbau wichtigen Aufgaben des Wärme- und des Schallschutzes nach getrennten Grundsätzen behandelt werden müssen. Daraus erklärt sich die oft beobachtete Tatsache, daß Schallschutzmaßnahmen, die mit Wärmelsoliermitteln durchgeführt wurden, zu einem sehr unvollkommenen oder gar keinem Erfolg führten.

Der Schall wird bekanntlich in die beiden Gruppen des Körper- und des Luftschalles eingeteilt, und zwar je nachdem, ob die elastischen Wellen durch feste Körper oder durch die Luft übertragen werden. Das menschliche Ohr empfindet Schwingungen von 16 bis 20000 Hertz (Schwingungen in 1 sek) als Geräusch oder Ton. Da bei der physikalischen Definition des Schalles die sekundliche Schwingungszahl nicht begrenzt wird, so gehören dazu auch elastische Schwingungen mit einer Frequenz von weniger als 16 Hertz und mehr als 20000 Hertz. Die in der Schwingungszahl unterhalb der Hörschalle liegenden elastischen Wellen bezeichnet man als Infraschalle. Vom menschlichen Körper werden sie als Schwingungen, Erschütterungen oder Vibrationen empfunden. Es gehören dazu die Erdbeben, die Erschütterungen durch den Straßenverkehr, ferner Erschütterungen und Vibrationen, die durch den Lauf von Maschinen hervorgerufen werden. Über den Hörschallen liegen die Ultraschalle, auf die das menschliche Ohr nicht mehr anspricht. Zu dieser Gruppe gehören einige Insektenstimmen und künstlich erzeugte Schalle von besonders hoher Frequenz bis zu 1500000 Hertz. Diese Ultraschalle sind in vieler Hinsicht interessant, und an ihrer Erforschung arbeiten viele Gelehrte. Für das Gebiet des Schallschutzes im Hochbau sind sie jedoch ohne Belang, da sie weder vom Ohr noch vom Tastsinn irgendwie aufgenommen werden.

Der Schallschutz im Hochbau umfaßt daher das Gebiet der Infra- und der Hörschalle. Notwendig ist die Behandlung solcher Aufgaben, da sowohl fühlbare Erschütterungen als auch hörbare Körper- und Luftgeräusche die Leistungsfähigkeit des Menschen stark herabmindern und sogar seine Gesundheit gefährden können.

Für die Beurteilung des Überganges der Schallenergie von einem Stockwerk zu einem anderen ist das Verhältnis der Schallwiderstände oder Schallhärten der beiden Stoffe maßgebend. Die Schallhärte wird definiert als Produkt aus Dichte (spezifischem Gewicht) und Schallgeschwindigkeit des betreffenden Stoffes und Frequenz des beobachteten Schalles. Während bei verschiedenen Stoffen verschiedene Dichten und Schallgeschwindigkeiten vorliegen, ist bei der Untersuchung des gleichen Tones oder des gleichen Geräusches, das sich von dem einen zu dem anderen Körper fortpflanzt, die Frequenz oder das Frequenzgemisch des Schalles oder Geräusches das gleiche. Für das Verhältnis der Schallhärten zweier aneinanderstoßender Stoffe — den akustischen Brechungskoeffizienten — spielt daher die Frequenz keine Rolle. Der Schallbrechungskoeffizient hat den Wert:

$$n = \frac{H_1}{H_2} = \frac{v_1 d_1 \omega}{v_2 d_2 \omega} = \frac{v_1 d_1}{v_2 d_2}.$$

Hierin bedeuten v_1 und v_2 die Schallgeschwindigkeiten, d_1 und d_2 die Dichten, H_1 und H_2 die Schallhärten der aneinanderstoßenden Stoffe und ω die Kreisfrequenz des auf die Trennfläche der beiden Stoffe treffenden Schalles. Die Beträge J_d und J_r, die durchgelassene und die zurückgeworfene Schallmenge, als Anteile der gesamten einfallenden Schallmenge J_e, werden aus dem akustischen Brechungskoeffizienten nach den folgenden Formeln berechnet:

$$J_d = \frac{4n}{(n+1)^2} J_e$$

$$J_r = \frac{(n-1)^2}{(n+1)^2} J_e.$$

Angaben über Dichte und Schallgeschwindigkeit und das daraus gebildete Produkt, den Schallwiderstand verschiedener Stoffe, enthält die nachstehende Tabelle:

Schallgeschwindigkeit, spezifisches Gewicht und Schallwiderstand verschiedener Stoffe.

Nr.	Stoff	Schallgeschwindigkeit v m/sek	Spez. Gewicht d t/m³	Schallwiderstand $v\,d$
1	Luft . . .	330	0,001 293	0,425
2	Kork . . .	430	0,25	107,5
3	Buchenholz .	3440	0,75	2 580
4	Leinenschnur	1815	1,50	2 320
5	Ziegel . . .	3650	1,45	5 300
6	Beton . . .	3300	2,2	7 250
7	Glas . . .	5990	2,60	15 600
8	Messing . .	3480	8,40	29 200
9	Blei . . .	1700	11,30	19 200
10	Eisen . . .	5015	7,85	40 500

Stoßen demnach zwei Werkstoffe aneinander, deren Schallwiderstände nicht weit voneinander verschieden sind (z. B. Eisen und Beton oder Wasser und Ziegelmauerwerk), so geht die Körperschallenergie nur wenig gemindert durch die Trennfläche hindurch. Ist dagegen eins der beiden aneinanderstoßenden Medien schallweich, d. h. das Produkt aus seiner Dichte und Schallgeschwindigkeit gering (Luft, Kork), so geht nur ein ganz geringer Teil der auftreffenden Schallenergie durch die Trennfläche hindurch, während der größte Teil zurückgeworfen wird.

Die aufgestellten Formeln haben nur Gültigkeit, solange keine Biegungsschwingungen auftreten können. Bei Gebäuden ist das der Fall bei der Schallfortleitung im aufgehenden Mauerwerk oder beim Schallübergang von einem Maschinenfundament zu einem anderen Bauteil. Der Schalldurchgang durch Wände und Decken folgt, weil sie Biegungsschwingungen zulassen, nicht diesen einfachen Gesetzen, sondern muß nach erweiterten Gesichtspunkten behandelt werden.

Die reinen Körperschallisolierungen (Isolierung des aufgehenden Mauerwerks, der Träger- und Deckenauflager gegen die Übertragung von Körperschall, ferner die körperschallsichere Aufstellung von Maschinen) bieten nach den Schlüssen aus den obenstehenden Formeln in technischer Hinsicht nur geringe Schwierigkeiten. Stoffe, die sich durch einen geringen Schallwiderstand, d. h. durch ein niedriges Produkt aus Dichte und Schallgeschwindigkeit gegenüber den neuzeitlichen Baustoffen mit hohem Schallwiderstand auszeichnen, sind Luft, Kork, Gummi, Filz und ähnliche. Am wirksamsten ist Luft, dann Gummi, Kork und Filz. Luft kann nur da als Isoliermittel gegen Körperschall Anwendung finden, wo nicht gleichzeitig eine Last zu tragen ist, d. h. z. B. als seitliche Abtrennung eines

Fundamentes in Form eines ringsherumlaufenden Luftschlitzes. Gummi ist teuer und wird durch Schwefelausscheidung hart und büßt dadurch an Wirksamkeit ein. Filz wirkt nur dann in zufriedenstellendem Maße, wenn sein wirksamer Bestandteil, die Luft, erhalten bleibt, solange also nicht infolge einer gewissen Belastung die einzelnen Fasern aufeinandergepreßt werden. Der wirksame Bestandteil im Kork, der gleichzeitig seine Dichte und Schallgeschwindigkeit und damit seinen Schallwiderstand so stark herabsetzt, ist die Luft. Da sie in Form feinster Bläschen durch feste Hüllen aus dem eigentlichen Korkstoff umschlossen ist, kann sie selbst bei größeren Belastungen nicht entweichen; daher ist der Kork in geeigneter Verarbeitung auch bei den Belastungen, wie sie im Hochbau vorkommen, verwendbar.

Als schallweiche, belastbare Trennlage im aufgehenden Mauerwerk benutzt man mit Vorteil das sogenannte „Asphaltkorsil", einen Baustoff, dessen Hauptbestandteil aus einem Kern von tragfähigem, ohne erhärtende Bindemittel hergestellten Preßkork besteht. Diese innere Korkschicht wird eingehüllt durch zwei Lagen aus Asphaltfilzpappe, wodurch eine Bauplatte entsteht, die gleichzeitig als Isolierung gegen aufsteigende Feuchtigkeit benutzt werden kann. Durch die mehrfache Schichtung verschiedener Stoffe steigt das Schallbrechungsvermögen der Platte und damit ihre Isolierwirkung gegen Körperschallübertragung. Die sperrholzartige Schichtung der Asphaltkorsil-Isolierung verleiht den einzelnen Platten eine hohe mechanische Festigkeit, so daß ein Abbrechen von Ecken und Kanten unmöglich ist. Das bedeutet einen Vorteil gegenüber nicht geschützten oder nur äußerlich wasserabweisend gestrichenen Korkplatten; denn Lücken, die durch Abbrechen von Ecken und Kanten entstehen, werden beim Baubetrieb nicht wieder sorgfältig durch die abgebrochenen Stücke verschlossen, wodurch dann unvermeidlich Körperschallbrücken entstehen.

Überschreitet die Belastung der Isolierschicht die Grenze von etwa 10 bis 15 kg/cm², so wird das „Asphaltkorsil" zweckmäßig durch „Antivibrit" ersetzt. Das ist ein Baustoff zur Körperschallbekämpfung, der aus einzelnen schallweichen, durchtränkten Gewebelagen besteht. Das Gesundheitsamt Hamburg (Architekt B. D. A. Höger) wurde unter den schwierigsten Verhältnissen über der zweigleisigen Strecke der Hochbahn errichtet, und die dabei gestellten schalltechnischen Aufgaben wurden zur vollen Zufriedenheit mit „Antivibrit" gelöst.

Bei der Aufstellung von Maschinen in Gebäuden ist darauf zu achten, daß beide Formen des Körperschalls, sowohl fühlbare Erschütterungen, als auch hörbare Geräusche, an ihrer Fortleitung durch die schallharten Baustoffe verhindert werden.

Da die Belastung in solchen Fällen höchstens 1 bis 1,5 kg/cm² beträgt, wählt man hier ein Isoliermittel, das neben seiner Schallweichheit auch eine bedeutende Weichheit in seinem Federungsvermögen aufweist, denn das Federungsvermögen ist die Grundlage für das Zustandekommen einer Isolierwirkung gegen fühlbare Erschütterungen. Solche Unterlagen unter Maschinenfundamenten müssen in Plattenform eingebracht werden. Eine Platte kann aber nur dann federn, wenn sie Volumenelastizität besitzt, d. h. das Vermögen, ihr Volumen federnd zu ändern. Der einzige Stoff, der diese für das Zustandekommen einer Isolierwirkung gegen Erschütterungsfortleitung grundlegende Eigenschaft in hervorragendem Maße besitzt, ist der Naturkork. Gummi z. B. besitzt eine vorzügliche Längsfederung, jedoch keine Volumenelastizität. Eine Gummiplatte weist daher senkrecht zu ihrer größten Ausdehnung keine nennenswerte Federung auf, da ihre Querdehnung, die allein das gewünschte Federungsvermögen bewirkt, nur in verschwindendem Maße zur Auswirkung kommen kann.[1])

Die vorzüglichen Eigenschaften des Naturkorks werden in der „Korfund"-Platte nutzbar gemacht. Dieses Isoliermaterial besteht aus Naturkorkstreifen, die aus dem zarten weichen Fleisch der Korkrinde herausgeschält sind und durch einen schmalen Eisenrahmen zusammengehalten werden. Die Platten sind unempfindlich gegen alle chemischen und bakteriologischen Einflüsse und widerstehen selbst der dauernden Einwirkung grober Nässe auf Jahrzehnte.

Neben den beschriebenen Korkfabrikaten ohne harte oder erhärtende Bestandteile sind die sogenannten Korksteine zum Wärme- und Kälteschutz bekannt. Diese Baustoffe bestehen aus Korkschrot, durch Pech oder mineralisch gebunden. Die im Kork enthaltenen Lufteinschlüsse kommen dabei wohl dem Wärmeschutz in vollem Maße zugute, jedoch stellt das harte Pech oder das mineralische Skelett eine Körperschallbrücke dar, die eine Isolierwirkung gegen Körperschall ausschließt. Außerdem verliert durch die harte Bindung die Platte ihr Federungsvermögen, so daß sie auch keine Isolierwirkung gegen Erschütterungsfortleitung aufweist.

Die oben beschriebenen Gesetze der Schallausbreitung in zwei verschiedenen Medien gelten nicht für Decken und Wände, da diese Bauteile in erheblichem Maße Biegungsschwingungen zulassen. Die systematische Forschung auf dem Gebiete der Schalltechnik hat ergeben, daß beim Auftreffen von Luftschall auf Wände und Decken der Hauptteil des übertragenden Schalles auf Biegungsschwingungen beruht. Nur bei gebührender Würdigung dieser Tatsache wird es gelingen, Decken und Wände mit zufriedenstellender Schallsicherheit herzustellen.

Schallsichere Wände und Decken sind dadurch gekennzeichnet, daß beim Auftreffen von Geräuschen auf die eine Seite die andere, dem zu schützenden Raum zugekehrte, Biegungsschwingungen nur in unerheblichem Maße mitmacht.

Nach dieser Forderung gibt es zwei Wege für die Herstellung schallsicherer Wände. Entweder macht man sie so schwer, daß allein die Masse genügt, um das Auftreten der Biegungsschwingungen auf das notwendige geringe Maß herabzudrücken, oder man stellt eine Wandkombination in der Form her, daß die vom Schall betroffene Wandseite Schwingungen ausführen kann, die jedoch durch eine geeignete Zwischenlage so weit gedämpft werden, daß der zweite Wandbelag die notwendige Ruhe aufweist. Wände aus einheitlichen Stoffen mit zufriedenstellender Schallsicherheit sind sehr schwer und daher unwirtschaftlich.

Der wirksame Bestandteil einer schallsicheren Wandkombination muß zwei Forderungen erfüllen. Er muß erstens ein hohes Federungsvermögen und zweitens ein hohes Arbeitsvermögen haben. Die Federung ist notwendig, damit der vom Schall betroffene Wandteil stärker schwingen kann als der auf der anderen Seite des Isoliermittels liegende. Das Arbeitsvermögen bewirkt dann einen Verbrauch an Schwingungsenergie, d. h. eine Umsetzung in Wärme, so daß tatsächlich die dem zu schützenden Raum zugekehrte Wandseite kleinere Schwingungen ausführt als die vom Schall betroffene. Unter diesen Gesichtspunkten ist es verständlich, daß die Luft trotz ihrer vorzüglichen Federung als Isolierschicht in Wänden keine nennenswerten Dienste leistet, da der Arbeitsverbrauch zu gering ist. Es findet eine fast verlustlose elastische Weitergabe der Energie statt. Lufträume können sogar gefährlich werden, da sie leicht in Resonanz mit dem auftreffenden Schall geraten. Wandfüllungen aus Sand, Korkstein oder Preßkork weisen nicht das für das Zustandekommen der Isolierwirkung notwendige Federungsvermögen auf. Poröse Stoffe wie Filz oder Torfmull gestatten zwar in genügendem Maße die Relativbewegung der beiden Wandteile gegeneinander, jedoch ist ihr inneres Arbeitsvermögen so gering, daß sie ähnlich wie die Lufträume in die Erscheinung treten.

Die Nachteile der bisher genannten Stoffe vermeidet eine Platte aus mehreren Lagen Wellpappe, die durch zähe Bitumen-Schichten zusammengefügt sind. Die Wellpapplagen bewirken das geforderte Federungsvermögen, und die Imprägnierung durch zähes Bitumen das hohe innere Arbeitsvermögen. Die beschriebenen Platten sind bekannt unter dem Namen „Absorbit". Eine Wand aus zwei $^1/_4$ Stein starken Ziegelschichten mit dazwischenliegender „Absorbit"-Isolierung ist z. B. um 40 % schallsicherer als eine doppelt so starke 1 Stein starke Vollziegelwand.

Die Herstellung einer trittschallsicheren Decke beruht auf ähnlichen Voraussetzungen, wie sie für die beschriebenen kombinierten Wände gelten. Beim Schwingen des eigentlichen Fußbodenbelages, hervorgerufen durch das Begehen, darf die eigentliche Tragkonstruktion der Decke diese Schwingungen nicht mitmachen. Es wird daher zwischen Estrich und Decke eine Isolierschicht eingelegt, die wieder eine Relativbewegung des Fußbodenbelages gegen die Tragkonstruktion gestattet. Der Unterschied gegen eine Wandisolierung besteht nur darin, daß ein Schallschutzmittel für Decken bis zu einem gewissen Grade belastbar sein muß. In schalltechnischer Hinsicht ist es erforderlich, bis an die untere Grenze der geforderten Belastbarkeit heranzugehen, denn je härter eine Zwischenlage ist, desto weniger wirkt sie schalldämpfend.

Ein Stoff, der den bauakustischen Anforderungen bei der Herstellung einer schallsicheren Decke gerecht wird, ist das „Antiphon". Dieses Deckenisoliermittel ist ausschließlich für diesen Zweck geschaffen und verbürgt daher eine gesteigerte Wirksamkeit. Vergleichende Versuche mit Isolierschichten aus „Antiphon", Torf und Sand in je 2 cm Stärke unter 3 cm Gipsestrich in einem Neubau in Frankfurt a. M. haben gezeigt, daß sich die Schallsicherheiten der drei genannten Decken wie 19,3 : 7,1 : 1 verhalten.

Die neuzeitliche wissenschaftliche und praktische Schalltechnik hat die Mittel gefunden, um die außerordentlich lästige Hellhörigkeit von modernen Bauten zu vermeiden. Daß dennoch sehr häufig große Enttäuschungen erlebt werden, liegt einfach daran, daß nicht rechtzeitig Schutzmaßnahmen vorgesehen wurden. Wenn nicht von vornherein die notwendigen Mittel für den geforderten Schallschutz bereitgestellt werden, so ist es nachträglich immer schwer, sie frei zu bekommen. Die Beobachtung an zahlreichen ausgeführten und sorgfältig isolierten Neubauten hat gezeigt, daß der Aufwand für eine umfangreiche durchgreifende Schallisolierung etwa 2 % der ganzen Bausumme ausmacht. Das ist im Hinblick auf den erzielten Gewinn so gering, daß diese Tatsache bereits beim Entwurf eines Neubaues den interessierten Personen zu denken geben sollte.

[1]) Vergl. Schalltechnik 1928, Nr. 6, S. 96, Aufsatz des Verfassers: „Die Beurteilung von Isolierstoffen gegen Erschütterungsübertragung".

INHALT: Zur Frage des Baustahls in Deutschland. — Der Union-Baustahl, ein neuer hochwertiger Baustahl. — Bauholz. — Versuche der Deutschen Reichsbahn mit Bauhölzern verschiedener Herkunft. — Neue Betonarten. — Hochwertige Zemente. — Schallisolierungen im Hochbau.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

7. Jahrgang | BERLIN, 22. Februar 1929 | Heft 8

Ein einheitlicher Maßstab zur Erdmassenermittlung von Damm und Einschnitt bei vollständigen und Anschnittprofilen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. Dr.-Ing. **W. Müller**, Dresden.

I. Einleitung.

Im „Bauingenieur" 1928, Heft 30, S. 541, schreibt Dr.-Ing. R. Kraus, „daß die graphischen Darstellungen (z. B. der Göringsche Profilmaßstab) zur Ermittlung der Flächeninhalte von Damm und Einschnitt theoretisch genau nur für reine (vollständige) Profile stimmen, für gemischte Profile (Anschnitte) dagegen je nach der Breite des Planums, der Querneigung des Geländes und dem Auflockerungsmaß des Erdreichs mehr oder weniger von den tatsächlichen Flächengrößen abweichen". Entgegen dieser Behauptung soll nachstehend gezeigt werden, daß bei annähernd ebener Geländebegrenzung der einzelnen Erdkörper eine genaue Inhaltsermittlung dieser Prismatoide als Damm oder Einschnitt mit vollständigen oder Anschnittprofilen auch unter Berücksichtigung des Auflockerungsmaßes mit ein und demselben Maßstabe, der dem Göringschen Profilmaßstab für Querneigung ähnlich ist, in einfacher Weise möglich ist.

II. Dämme und Einschnitte mit vollständigen Profilen.

a) Querschnittinhalt (Abb. 1).

Ergänzt man nach Abb. 1 den Dammquerschnitt eines Bahnkörpers mit der Böschungsneigung $1 : m$ und der Geländeneigung n zum Dreieck, so ist:

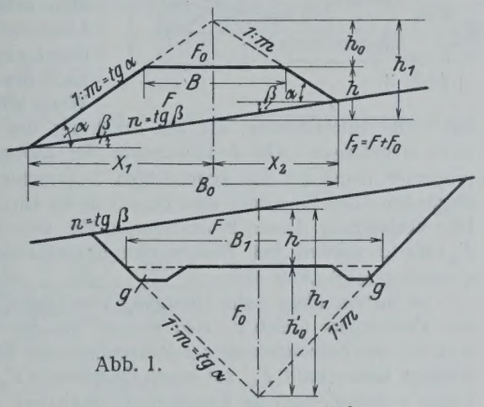


Abb. 1.

$$x_1 (\operatorname{tg}\alpha - \operatorname{tg}\beta) = x_1 (1 : m - n) = h_1;\ x_1 = \frac{m\,h_1}{1 - m\,n}$$

$$x_2 (\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{tg}\beta) = x_2 (1 : m + n) = h_1;\ x_2 = \frac{m\,h_1}{1 + m\,n}$$

$$x_1 + x_2 = \frac{2\,m\,h_1}{1 - m^2\,n^2}$$

Der Gesamtquerschnitt ist dann

$$F_1 = F + F_0 = \frac{h_1 (x_1 + x_2)}{2} = \frac{m\,h_1^2}{1 - m^2\,n^2}$$

und der Querschnitt des Bahnkörpers

$$F = \frac{m\,h_1^2}{1 - m^2\,n^2} - F_0. \tag{1}$$

$F_0 = \frac{B\,h_0}{2} = \frac{B^2}{4\,m}$, da $h_0 = \frac{B}{2\,m}$ ist.

B ist die Planumsbreite.

Entsprechend ist für Einschnittprofile (Abb. 1):

$$F = \frac{m\,h_1^2}{1 - m^2\,n^2} - F_0 + 2\,g.$$

$$F_0 = \frac{B_1\,h_0'}{2} = \frac{B_1^2}{4\,m}.$$

$2\,g$ ist der Inhalt der beiden Gräben. Für wagerechtes Gelände ist $n = 0$ und $F = m\,h_1^2 - F_0 + 2\,g$.

b) Erdkörperinhalt (Abb. 2).

Der Erdkörper von der Länge l hat die Endquerschnitte F_a und F_b, die, in der Bahnachse gemessen, die Höhen h_a und h_b haben. Das Gelände begrenze den Bahnkörper mit einer quergeneigten Ebene.

Zur Ermittlung des Inhaltes zerlegt man den Erdkörper nach Abb. 3

1. in das Prisma $BCIKEFGH = F_b \cdot l$,
2. in den Keil $ILKMGH = (F_a - F_b - \Delta r - \Delta l) \cdot \frac{l}{2}$,
3. in die zwei Pyramiden $AILG$ und $DKMH = (\Delta r + \Delta l) \cdot \frac{l}{3}$.

Dann ist der Inhalt

$$J = \left(\frac{F_a + F_b}{2} - \frac{\Delta r + \Delta l}{6} \right) \cdot l. \tag{2}$$

Es sind die Dreiecke Δr und Δl rechts und links, die beide die Höhen $h_1 - h_2$ haben, ähnlich den Dreiecken $\frac{x_1\,h_1}{2}$ und $\frac{x_2\,h_1}{2}$ der Abb. 1. Beide zusammen sind dann dem zum Dreieck ergänzten Endquerschnitt ähnlich. Setzt man also in der Gl. 1 statt h_1 den Wert $h_1 - h_2$, so ist $\Delta r + \Delta l = \frac{m\,(h_1 - h_2)^2}{1 - m^2\,n^2}$.

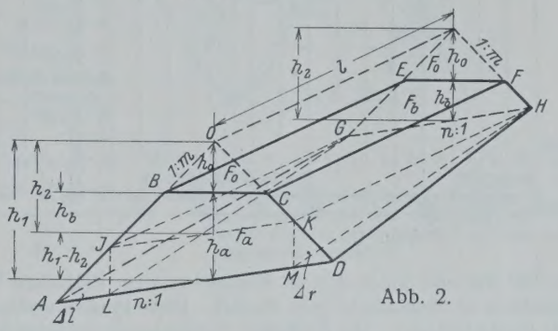


Abb. 2.

Diesen Wert und den der Gl. 1 in Gl. 2 eingesetzt, ergibt:

$$J = \frac{l\,m}{1 - m^2 n^2} \left[\frac{h_1^2 + h_2^2}{2} - \frac{(h_1 - h_2)^2}{6} \right] - l\,F_0.$$

In dieser Gleichung ist $\frac{l\,m\,(h_1 - h_2)^2}{6\,(1 - m^2\,n^2)}$ der Fehler bei der bisher üblichen Ermittlungsgleichung $J' = \frac{F_a + F_b}{2} \cdot l$, nach dem die Massen zu groß ermittelt wurden. Umgeformt ergibt die vorletzte Gleichung

$$J = \frac{l\,m}{3\,(1 - m^2\,n^2)} \cdot (h_1^2 + h_1\,h_2 + h_2^2) - F_0\,l,$$

Zähler und Nenner mit 2 multipliziert:

$$J = \frac{l\,m}{2 \cdot 3\,(1 - m^2\,n^2)} \cdot (2\,h_1^2 + 2\,h_1\,h_2 + 2\,h_2^2) - F_0\,l,$$

$$J = \frac{l\,m}{2 \cdot 3\,(1 - m^2\,n^2)} \cdot [h_1^2 + h_2^2 + (h_1 + h_2)^2] - F_0\,l = F_m\,l, \tag{3}$$

wobei $F_m = \frac{m}{2 \cdot 3\,(1 - m^2\,n^2)} \cdot [h_1^2 + h_2^2 + (h_1 + h_2)^2] - F_0$ ist.

Für $y^2 = h_1^2 + h_2^2 + (h_1 + h_2)^2$ ist dann etwas umgeformt:

$$F_m = \frac{m}{3\,(1 - m^2\,n^2)} \cdot \frac{y^2}{2}. \tag{4}$$

$F_m\,l$ ist das dem Prismatoid inhaltgleiche Prisma, und F_m ist der mittlere Querschnitt.

c) Der Maßstab (Abb. 3).

Der Maßstab ist auf Millimeterpapier zu zeichnen.

Der Wert F_m kann mit einem Maßstabe, bei dem gegenüber dem Göringschen nur das die Querneigung berücksichtigende Strahlenbüschel gegen die x-Achse dreimal flacher geneigt ist, lediglich durch Zirkelabsetzen aus den Höhen des Längenprofils gefunden werden. Die Werte $\frac{1}{2}\,[h_1^2 + h_2^2 + (h_1 + h_2)^2]$ werden mittels der Parabel $x = \frac{y^2}{2}$ gebildet. Der Flächenmaßstab für x ist zweckmäßig fünf- oder zehnmal kleiner als der für y (Höhenmaßstab) zu wählen. Nun werden aber aus dem Längenprofil nicht h_1 und h_2, sondern h_a und h_b für die beiden Endquerschnitte entnommen. Da $h_1 = h_a + h_0$ und $h_2 = h_b + h_0$ ist, so setzt man vom Scheitel der Parabel bis A_1 die Höhe $h_0' = \frac{B_1}{2\,m}$ für Einschnitte und bis A_2 für Dämme $h_0 = \frac{B}{2\,m}$ ab und überträgt die Höhen h_a und h_b des Längenprofils von A_1 bezw. A_2 auf die Ordinatenachse. Vom Parabelscheitel zieht man sodann die Strahlen zur Berücksichtigung der Querneigung für Dämme unterhalb und für Einschnitte oberhalb der x-Achse, die zu dieser die Neigungen $k' = \frac{m}{3\,(1 - m^2\,n^2)} = \frac{k}{3}$ haben. Das Strahlenbüschel stellt man zweckmäßig so her, daß man auf der

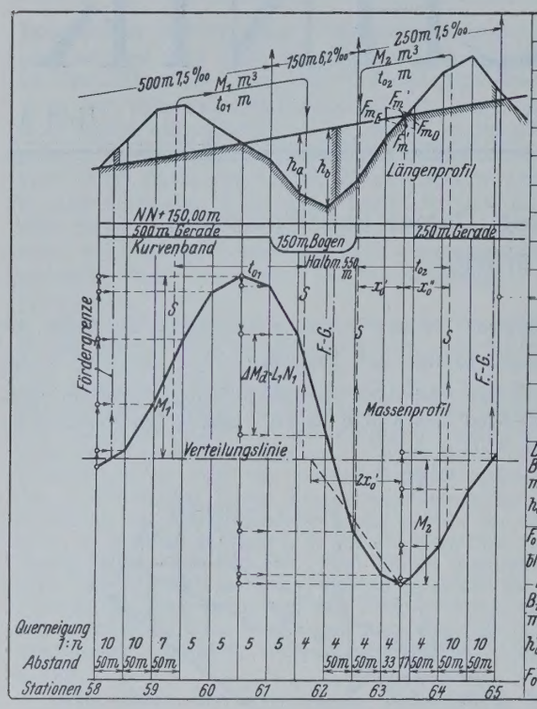


Abb. 4.

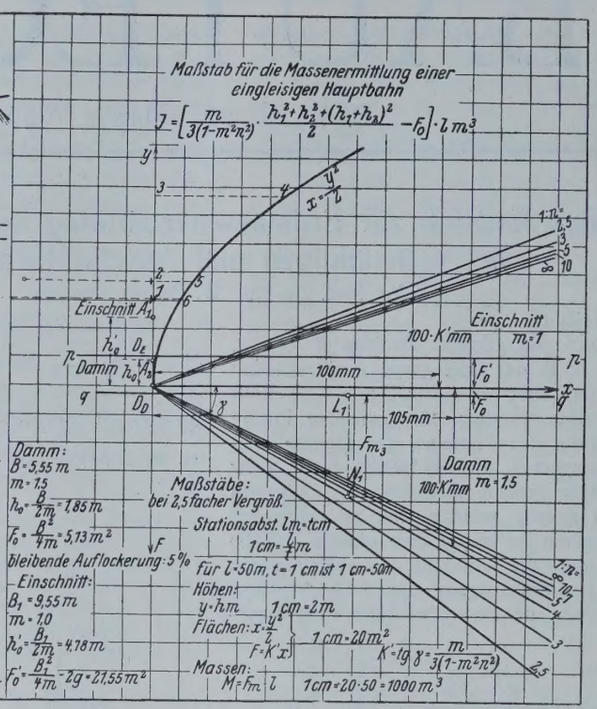


Abb. 3.

x-Achse 100 mm und unter diesem Endpunkte den 100fachen Wert der Tabellenzahlen k' ebenfalls in mm absetzt. Diese Punkte verbindet man mit dem Parabelscheitel. Die bleibende Auflockerung berücksichtigt man bei Dämmen dadurch, daß man die Strecke auf der x-Achse der Auflockerung entsprechend größer macht, z. B. bei einer bleibenden Auflockerung von 5 % wird diese Strecke 105 mm groß, und man setzt nun an diesem Endpunkt das 100fache der Tabellenzahlen nach unten ab.

Im Flächenmaßstabe zieht man in den Abständen $F_0 = \frac{B^2}{4\,m}$ für Dämme die Wagerechte q—q unterhalb und $F_0' = \frac{B_1^2}{4\,m} - 2\,g$ für Einschnitte die Wagerechte p—p oberhalb der x-Achse.

Tabelle.

Neigungsstrahlen für vollständige und Anschnittprofile.

$k' = \frac{m}{3\,(1-m^2\,n^2)}$					$q' = \frac{n}{6\,(1-m\,n)}$			
$1:n$ | $m=$	1,5	1,25	1,0	0,5	1,5	1,25	1,0	0,5
10	0,512	0,423	0,337	0,167	0,020	0,019	0,019	0,018
9	0,514	0,425	0,338	0,167	0,022	0,022	0,021	0,019
8	0,518	0,427	0,338	0,167	0,026	0,025	0,024	0,021
7	0,524	0,430	0,340	0,168	0,030	0,028	0,028	0,024
6,5	0,528	0,433	0,341	0,168	0,033	0,032	0,030	0,028
6,0	0,533	0,435	0,343	0,168	0,037	0,035	0,033	0,030
5,5	0,540	0,439	0,345	0,168	0,042	0,039	0,037	0,033
5,0	0,550	0,444	0,347	0,168	0,048	0,044	0,042	0,037
4,5	0,562	0,451	0,351	0,169	0,056	0,051	0,048	0,042
4,0	0,582	0,462	0,355	0,169	0,067	0,061	0,056	0,048
3,75	0,595	0,469	0,359	0,170	0,074	0,067	0,061	0,051
3,5	0,612	0,478	0,363	0,170	0,083	0,074	0,067	0,056
3,25	0,635	0,489	0,368	0,171	0,095	0,083	0,074	0,061
3,0	0,667	0,504	0,375	0,171	0,110	0,095	0,083	0,067
2,8	0,701	0,521	0,382	0,172	0,128	0,108	0,093	0,072
2,6	0,750	0,542	0,391	0,173	0,152	0,123	0,104	0,079
2,4	0,820	0,572	0,403	0,174	0,185	0,145	0,119	0,088
2,2	0,935	0,615	0,420	0,176	0,238	0,175	0,143	0,099
2,0	1,143	0,683	0,444	0,178	0,333	0,222	0,167	0,111

d) Die Massenermittlung.

Die Handhabung des Maßstabes ist folgende:

h_a sei bereits aus dem Damm des Längenprofils (Abb. 4) mit dem Zirkel von A_2 bis Punkt 1 auf der y-Achse abgesetzt und durch einen kleinen schrägen Bleistiftstrich markiert. Man überträgt ebenso h_b von A_2 bis Punkt 2. Links neben 2 macht man zur Kennzeichnung dieses Punktes mit der linken Hand einen kleinen senkrechten Bleistiftstrich. Nun setzt man 0—2 von 1 bis 3 ab, so daß 0—3 gleich $h_1 + h_2$ ist. Hierauf nimmt man wagerecht 3—4 in den Zirkel, setzt diese Zirkelöffnung links von 2 wagerecht an, rückt die rechte Spitze nach 5 und setzt diese erweiterte Zirkelöffnung wagerecht links von 1 an. Die rechte Zirkelspitze rückt man nun von 1 nach 6, dann stellt die nunmehrige Zirkelöffnung die Strecke für $\frac{1}{2}\left[h_1^2 + h_2^2 + (h_1+h_2)^2\right]$ dar, die man auf der Wagerechten p—p von D_D bis L_1 aufträgt. Von L_1 geht man herunter bis N_1 auf den Strahl für die betreffende Querneigung und erhält $L_1\,N_1 = F_m$. Die Strecken F_m reiht man zur Aufzeichnung der Massenlinie unter dem Längenprofil auf der Senkrechten durch den Übergangspunkt von Damm und Einschnitt an die vorhergehenden Strecken als Massen an (Abb. 4). Diese Handgriffe werden ausgeführt, ohne den Zirkel aus der rechten Hand zu legen.

Dann kennzeichnet man Punkt 2, auf den man das folgende h_3 aufsetzt, durch einen kleinen schrägen Bleistiftstrich und radiert den vorher durch 1 gezogenen Strich wieder weg. Man setzt nun von A_2 aus dem Längenprofil die Höhe h_c ab bis 7 (nicht eingetragen) und 07 von 2 nach oben. In der beschriebenen Weise fährt man mit der Ermittlung fort. Die Numerierung, die zur Erklärung des Verfahrens dient, wird nicht eingetragen. Die Anstoßpunkte der aneinandergereihten F_m-Werte projiziert man auf die zugehörigen Senkrechten, die in den Stationsabständen l den Einschnitt oder Damm in die einzelnen Erdkörper zerlegen. Die Verbindung dieser Projektionspunkte liefert die Massenlinie. Die F_m-Werte werden bei Einschnitten übereinander-, bei Dämmen untereinandergereiht (Abb. 4).

Ist insbesondere beim Übergang von Damm zu Einschnitt die Länge des Endkörpers gleich a, also kleiner als der Stationsabstand l, dann muß für die Aufzeichnung der Massenlinie der für die Länge a gefundene mittlere Querschnitt F_m auf einen Querschnitt F_m' für die gleichbleibende Länge l zeichnerisch im Längenprofil reduziert werden (Abb. 4), so daß $F_m' = \frac{F_m\,a}{l}$ ist. Sodann ist F_m' für die Aufzeichnung der Massenlinie wieder zu übertragen.

III. Anschnittprofile.

a) Querschnittinhalt (Abb. 5a u. 5b).

Der Einschnitt geht in Anschnitt über, wenn $h = \frac{n\,B}{2}$ wird (Abb. 5a).

Der Damm geht in Anschnitt über, wenn $h = \frac{n\,B_1}{2}$ wird (Abb. 5b).

Wird h kleiner, so ist die wagerechte Begrenzung beim Auftrag $\frac{B}{2} \pm \frac{h}{n}$ und beim Einschnitt $\frac{B_1}{2} \pm \frac{h}{n}$. Die Höhe h ist in der Bahnachse gemessen (Abb. 6a u. 6b).

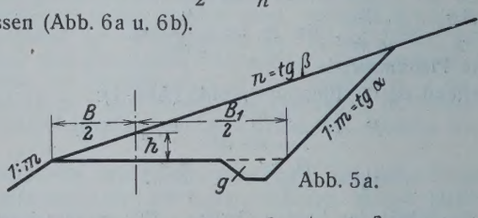


Abb. 5a.

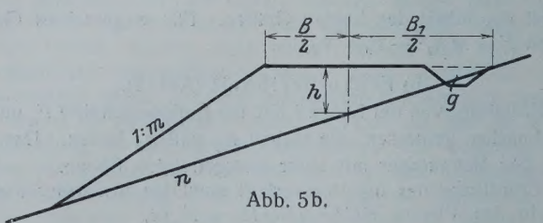


Abb. 5b.

Der Inhalt eines Anschnittprofils im Damm ist nach Abb. 6a u. 6b:

$$F = \frac{\left(\frac{B}{2} \pm \frac{h}{n}\right)^2 \sin\,(180° - \alpha)\,\sin\,\beta}{2\,\sin\,(\alpha-\beta)} = \frac{\left(\frac{B}{2} \pm \frac{h}{n}\right)^2 \sin\alpha\,\sin\beta}{2\,\sin\,(\alpha-\beta)}$$

$$= \frac{\left(\frac{B}{2} \pm \frac{h}{n}\right)^2}{2\,(\mathrm{ctg}\,\beta - \mathrm{ctg}\,\alpha)}.$$

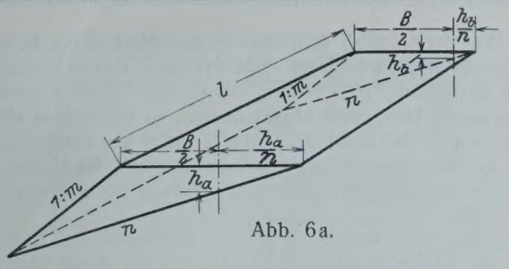


Abb. 6a.

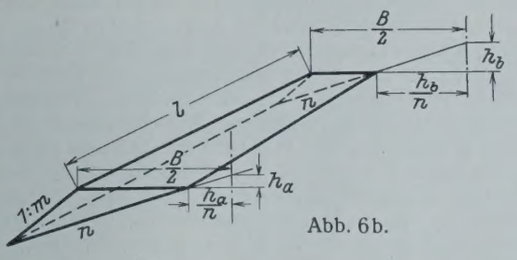


Abb. 6b.

Da ctg $\beta = 1:n$ und ctg $\alpha = m$, so ist

$$F = \frac{\left(\frac{B}{2} \pm \frac{h}{n}\right)^2 n}{2\,(1 - m\,n)}. \tag{5}$$

Für Anschnittprofile beim Einschnitt ist dann

$$F = \frac{\left(\frac{B_1}{2} \pm \frac{h}{n}\right)^2 n}{2\,(1 - m\,n)} + g. \tag{5a}$$

Für $\frac{B}{2} \pm \frac{h}{n}$ und $\frac{B_1}{2} \pm \frac{h}{n}$ sei weiterhin stets der Buchstabe $b\,(b_1)$ gesetzt, so daß $F = \frac{n\,b^2}{2\,(1 - m\,n)}$ bezw. $F = \frac{n\,b_1^2}{2\,(1 - m\,n)} + g$.

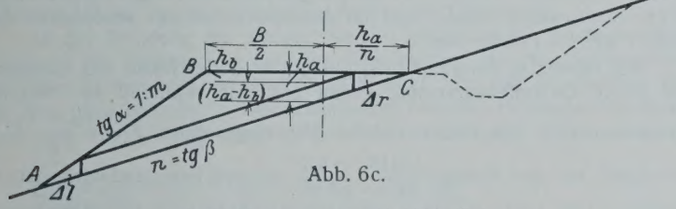


Abb. 6c.

b) Erdkörperinhalt (Abb. 6c).

Wie bei den vollständigen Profilen lassen sich auch die Anschnittprofile in ein Prisma, einen Keil und zwei Pyramiden zerlegen, so daß der genaue Inhalt des Prismatoids wieder

$$J = \left(\frac{F_a + F_b}{2} - \frac{\Delta l + \Delta r}{6}\right) l \text{ ist.}$$

Da $F_a = \frac{\left(\frac{B}{2} \pm \frac{h_a}{n}\right)^2 n}{2\,(1 - m\,n)} = \frac{n\,b_a^2}{2\,(1 - m\,n)}$,

$F_b = \frac{n\,b_b^2}{2\,(1 - m\,n)}$ und $\Delta l + \Delta r = \frac{\left(\frac{h_a}{n} - \frac{h_b}{n}\right)^2 n}{2\,(1 - m\,n)} = \frac{(b_a - b_b)^2\,n}{2\,(1 - m\,n)}$,

dann ist

$$J = \frac{l\,n}{2\,(1 - m\,n)} \left[\frac{b_a^2 + b_b^2}{2} - \frac{(b_a - b_b)^2}{6}\right]$$

$$= \frac{l\,n}{6\,(1 - m\,n)} \left(b_a^2 + b_b^2 + b_a\,b_b\right),$$

Zähler und Nenner mit 2 multipliziert:

$$J = \frac{l\,n}{12\,(1 - m\,n)} \left(2\,b_a^2 + 2\,b_a\,b_b + 2\,b_b^2\right)$$

$$J = \frac{l\,n}{12\,(1 - m\,n)} \left[b_a^2 + b_b^2 + (b_a + b_b)^2\right] = F_m\,l. \tag{6}$$

Setzt man $[b_a^2 + b_b^2 + (b_a + b_b)^2] = y^2$, so ist etwas umgeformt $J = \frac{l\,n}{6\,(1 - m\,n)} \cdot \frac{y^2}{2}$. Bei Einschnitten kommt noch für den Grabeninhalt $g\,l$ hinzu.

c) Der Maßstab (Abb. 7).

Die Flächen der Anschnitte können am gleichen Maßstabe wie die vollständigen Profile ermittelt werden.

Die Summen $\frac{1}{2}\,[b_a^2 + b_b^2 + (b_a + b_b)^2]$ sind an derselben Parabel $x = \frac{y^2}{2}$ zu bilden. Da $b = \frac{B}{2} \pm \frac{h}{n}$ ist, aus dem Längenprofil aber h abgegriffen wird, setzt man zunächst auf der y-Achse für Dämme $\frac{B}{2}$ bis B_2 und für Einschnitte $\frac{B_1}{2}$ bis B_1 von 0 aus ab. Von Punkt 0 zieht man nach rechts unten Strahlen, die zur senkrechten Achse die vorkommenden Geländeneigungen n haben. In derselben Weise wie bei vollständigen Profilen zeichnet man mit Hilfe der Tabellenwerte $q' = \frac{n}{6\,(1 - m\,n)}$ das Strahlenbüschel für die Querneigung, unterhalb der x-Achse für Dämme vom Scheitel der Parabel aus, und oberhalb für Einschnitte von einem Punkte G aus, der um den Betrag g (Grabeninhalt im Flächenmaßstab ausgedrückt) über Punkt 0 liegt. Die Auflockerung wird genau so wie bei vollständigen Auftragprofilen berücksichtigt.

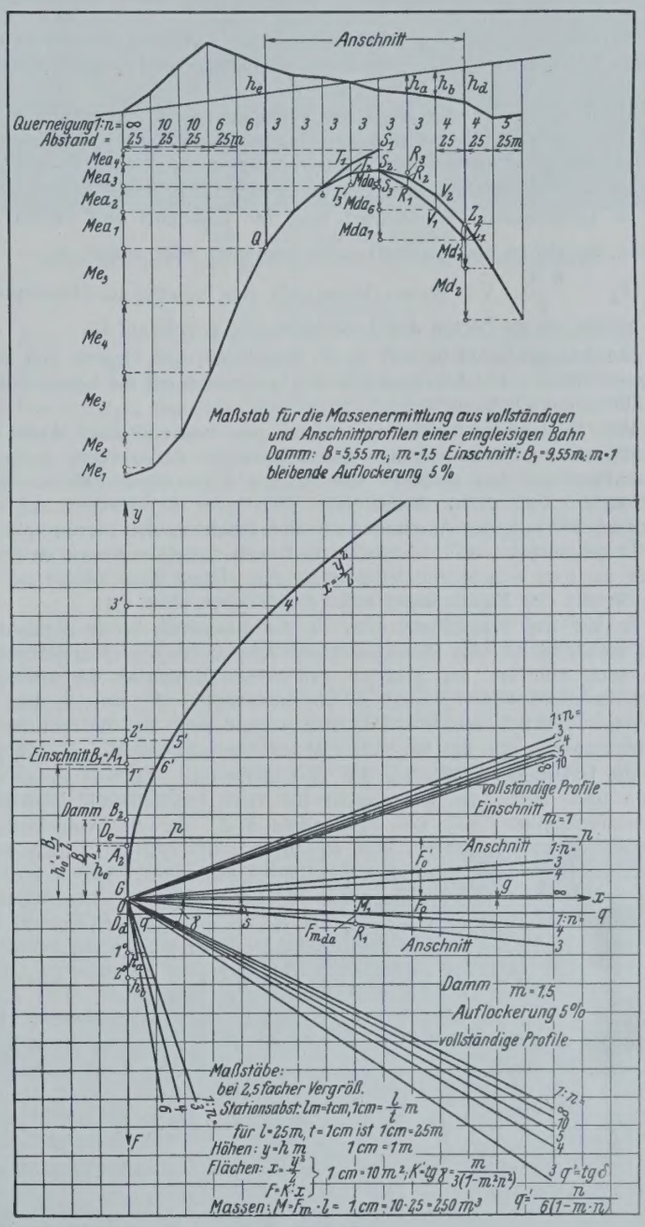


Abb. 7.

d) Die Massenermittlung (Abb. 7).

Man entnimmt für den Einschnitt des Anschnittprofils dem Längenprofil die Höhe in der Bahnachse h_a, setzt h_a zwischen der F-Achse und der schrägen Linie für n wagerecht ab und erhält Punkt 1°, so daß $0 - 1° = \frac{h_a}{n}$ ist. Ebenso erhält man Punkt $0 - 2° = \frac{h_b}{n}$. Je nachdem $\frac{B}{2} + \frac{h}{n}$ oder $\frac{B}{2} - \frac{h}{n}$ zu bilden ist, trägt man $0 - 1°$ bezw. $0 - 2°$ von B_1 oder B_2 nach oben oder unten ab und erhält die Punkte 1′ bezw. 2′, die man wie bei der Inhaltermittlung vollständiger Profile mit Bleistiftstrichen markiert. Dann setzt man $0 - 1'$ über $2'$ und bekommt Punkt 3′, greift mit dem Zirkel wagerecht von 3′ bis 4′, legt die Zirkelöffnung wagerecht links von 2′, steckt die rechte Zirkelspitze bis 5′ und erweitert die nunmehrige Zirkelöffnung um die Strecke 1′ 6′ wie vorher. Diese größte Zirkelöffnung setzt man nun von 0 auf der x-Achse bis M_1 ab, greift senkrecht bis R_1 auf dem betreffenden Strahl für die Querneigung und findet in $M_1 R = F_{m_e a}$ die mittlere Einschnittfläche des

Anschnitts. Ebenso ermittelt man $F_{m_{d\,a}}$ die mittlere Dammfläche des Anschnitts für dieselbe Erdkörperlänge und reduziert, falls erforderlich, wie gezeigt, die Querschnitte F_m bei kleineren Erdkörperlängen auf die Stationsentfernung l nach der Formel $F_m' = \frac{F_m\, a}{l}$ zeichnerisch. Ist bei dem nächsten Anschnitt oder bei Einschnitt und Damm desselben Anschnittes die Geländequerneigung verschieden, so ist $\frac{h_a}{n}$ und $\frac{h_b}{n}$ neu zu bilden.

IV. Berücksichtigung der Übergangspunkte zwischen Einschnitt und Damm bei Querneigung. Scheidung von Quer- und Längsförderung. (Abb. 7).

Befinden sich in der Nähe der Übergangspunkte von Auftrag zum Abtrag Anschnittprofile, so sind zunächst die Massen durch Quertransport und die übrigbleibenden durch Längstransport auszugleichen.

Im Massenplan stellt man den Querausgleich folgendermaßen dar:

Im Längenprofil kennzeichnet man für Einschnitt und Damm die Höhen, bei denen die Anschnittprofile beginnen oder enden: $h_e = \frac{n\,B}{2}$ und $h_d = \frac{n\,B_1}{2}$. Von diesen Höhen geht man herunter ins Massenprofil, das bereits bis zu Beginn der Anschnittstrecke gezeichnet ist.

Ein Anschnittprofil besteht in der Regel aus einer Damm- und einer Einschnittfläche. Die kleineren Flächen bestimmen auf die Längeneinheit die Größe des Querausgleichs.

Vom Beginn des Anschnitts zeichnet man in der gleichen Weise wie die Massenlinie für vollständige Querschnitte als deren Fortsetzung die Massenlinie aus den größeren der beiden zugehörigen Flächen eines Anschnitts. Von dieser Massenlinie zieht man die Massen aus den kleineren Flächen des Anschnitts ab und erhält so die Massenlinie für den Längstransport. Der senkrechte Unterschied beider Linien stellt die Größe der quer ausgeglichenen Massen dar. Diese Konstruktion sei für eine Strecke des Massenplanes näher beschrieben (Abb. 7):

Es sei die Massenlinie $Q\,S_1$ in der bekannten Weise gezeichnet. $T_1\,T_2$ sei die Summe der Dammassen vom Anschnittbeginn Q an gerechnet. Man setzt nun die am Maßstab ermittelte Dammasse der nächsten Abschnittstrecke von T_2 nach T_3 ab, überträgt $T_1\,T_3$ von S_1 bis S_2, verbindet T_2 mit S_2 und erhält so eine weitere Seite der Massenlinie für Längstransport. Bei der folgenden Abschnittstrecke ist $M_{d\,a\,5} > M_{e\,a\,5}$, also die Dammasse größer als die Einschnittmasse. Es sind daher von S_2 ab nach unten die Dammassen bis zum Anschnittende senkrecht aneinanderzureihen, um die Massenlinie $S_2\,Z_1$ wie bei vollständigen Dammprofilen zu zeichnen. Von R_1 dieser Linie setzt man nach oben bis R_2 die Einschnittmassen des Anschnittes zwischen S und R ab und zieht $S_2\,R_2$ als Seite der Massenlinie für Längstransport. Die folgende Einschnittmasse setzt man von R_2 bis R_3 ab und trägt $R_1\,R_3$ von der nächsten Ecke V_1 der unteren Massenlinie bis V_2 nach oben ab, um einen weiteren Punkt der Massenlinie für Längstransport zu erhalten. Das Verfahren wird so bis zum Anschnittende fortgesetzt. Die Linie Q—S_2—Z_2 ist, wie gesagt, die Massenlinie für Längstransport. Die Höhenunterschiede der Linienzüge $Q\,S_1$ und $Q\,S_2$ sowie $S_2\,Z_2$ und $S_2\,Z_1$ sind die quer auszugleichenden Massen. Am Ende des Anschnittes zieht man wieder im Massenplan eine Senkrechte, auf der man von Z_2 aus die Aufträge wie bekannt nach unten aneinanderreiht, um die weitere Massenlinie zu zeichnen.

Der vorliegende Massenplan gibt also ein vollständiges Bild der Erdmassenbewegung mittels Längs- und Querförderung.

V. Schlußbetrachtung.

Nach dem beschriebenen Verfahren lassen sich mit demselben Maßstab in einheitlicher Weise die Erdmassen der Einschnitte und Dämme für vollständige und Anschnittprofile lediglich durch Zirkelabsetzen ermitteln. Wie der Maßstab dem Göringschen ähnlich ist, so ähneln sich auch die Handhabungen. Wenn auch bei dem vorliegenden Verfahren infolge der Ermittlung $(h_a + h_b)^2$ bezw. $(b_a + b_b)^2$ gegenüber dem Göringschen wenig Handgriffe hinzukommen, so wird diese kleine Mehrarbeit durch den Fortfall des Flächenplanes mehr als wettgemacht. Dafür aber ist als weiterer Vorteil die größere Genauigkeit der Massenermittlung zu buchen. Die beiden letzten Vorteile sollen noch etwas näher betrachtet werden.

Im Gegensatze zu dem Göringschen Verfahren, bei dem aus dem Längenprofil der Flächenplan und aus letzterem der Massenplan gewonnen wird, wird hier aus den Höhen des Längenprofils unmittelbar der Massenplan aufgezeichnet. Es fragt sich nun, ob durch den Fortfall des Flächenplanes die Darstellung unvollständig oder unklar wird. Außer der Ermittlung der Erdmassen soll der Entwurf Aufschluß über die Massenverteilung, insbesondere über den Massenausgleich bei Längs- und Quertransport geben. Bei der Massenlinie (Abb. 4) ist der Ausgleich durch Längstransport in bezug auf Größe der Erdmassen und bezüglich der Transportwege zu erkennen, wenn die Höhe des aufsteigenden Astes der Massenlinie gleich der des absteigenden ist, beim Flächenplan, wenn das Flächenstück für Einschnitt gleich dem für Damm ist. Nach dem Göringschen Verfahren ist also der Massenausgleich durch Längstransport zweimal dargestellt (im Flächen- und im Massenplan). Nun ist aber der Ausgleich leichter an der Gleichheit der Massenordinaten der Massenlinie als an der Gleichheit der Flächenstücke des Flächenplanes zu ersehen. Etwas anderes war es bisher mit der Darstellung des Massenausgleichs durch Quertransport, den Göring nur im Flächenplan darstellte, wobei er die Anschnittmasse nur näherungsweise bestimmte. Nachdem aber auch die Darstellung des Querausgleichs im Massenplan nach dem vorhergehenden Abschnitt gezeigt worden ist, besteht nach meiner Ansicht keine Notwendigkeit mehr für die Aufzeichnung des Flächenplanes, da die Massenlinie in Verbindung mit dem Längsprofil eine klare, knappe und doch vollständige Darstellung aller erforderlichen Angaben liefert. Nebenanlagen wie Gräben und Schneedämme sowie Stützmauern lassen sich im Massenplan ebenso anschaulich darstellen wie im Flächenplan.

Wie bereits in der Einleitung gesagt, wird der Inhalt der Erdkörper für ebene Geländebegrenzung genau ermittelt, während für dieselbe Annahme durch die bisher übliche Näherungsformel $J = \frac{F_a + F_b}{2} \cdot l$ der Inhalt um den Betrag $\frac{l\,m\,(h_1 - h_2)^2}{6\,(1 - m^2\,n^2)}$ zu groß berechnet wird. Diese Fehler sind stets positiv und gleichen sich daher nicht aus, sondern addieren sich, und zwar wächst der Fehler quadratisch mit dem Höhenunterschied der Endquerschnitte. Diese einseitig wirkenden Fehler können daher weniger leicht vernachlässigt werden, als die sich ausgleichenden, z. B. die infolge von Ungenauigkeit in der Geländeaufnahme, Außerachtlassung der Unebenheiten des Geländes im Querschnitt und in Richtung der Bahnachse oder diejenigen infolge Abgreifens mit dem Zirkel aus dem Maßstabe. Bei Nebenbahnen oder Straßen, deren Wirtschaftlichkeit wegen der geringen Verkehrsgrößen leicht in Frage gestellt ist und die in beträchtlichen Steigungen sich eng an das Gelände anschließen, wo also die Erdbewegung verhältnismäßig klein ist, ist eine genaue Erdmassenermittlung und ein wirtschaftlicher Massenausgleich insbesondere bei den heutigen hohen Preisen für Erdarbeiten von Wichtigkeit.

Mit demselben Maßstabe lassen sich in einfacher Weise auch die Fehler vermeiden, die bei der Ermittlung des Inhaltes quergeneigter Erdkörper in der Krümmung dadurch begangen werden, daß man statt des Schwerpunktweges die Länge der Bahnachse einsetzt. Diese Frage, sowie die Beseitigung von Fehlern bei windschiefer Geländebegrenzung soll u. a. in meinem in Vorbereitung befindlichen Werkchen (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin) „Massenermittlung, Massenverteilung und Kosten der Erdarbeiten“ behandelt werden.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Arbeiten der Reichswasserstraßenverwaltung im Jahre 1928.

Von Ministerialdirektor Dr.-Ing. ehr. **Gährs**.

(Fortsetzung aus Heft 6.)

Am Kanal Wesel—Datteln gehen die Bauarbeiten ihrem Ende entgegen. Die Erdarbeiten sind auf dem rd. 60 km langen Kanal bis auf einen verhältnismäßig kleinen Rest in der Nähe der Schleuse Friedrichsfeld vollendet. Ebenso sind sämtliche Dükerbauten und Brücken bis auf eine Eisenbahnbrücke bei Dorsten, die aber auch schon zum Vernieten bereitsteht, fertiggestellt. Von den sechs Schleusen können die fünf Schleusen Hünxe, Dorsten, Flaesheim, Ahsen und Datteln im allgemeinen als fertig angesehen werden. Es fehlen hier noch in der Hauptsache die elektrischen Ausrüstungen zum Betrieb der Tore. Abb. 24 zeigt eine der fertigen Schleusen mit gehobenem Hubtor. Die weißen Streifen am Tor sind Zeichen für die Schiffahrt.

Abb. 25 gibt ein Bild der Schleuse Hünxe, fertig betoniert und gerammt vom Unterhaupt gesehen. Im Vordergrund eine Leitwerkwand aus Larssenspundwand. Bei der Schleuse Friedrichsfeld ist der eigentliche Schleusenkörper ebenfalls fertig bis auf einen Teil der Verankerungen der eisernen Kammerwände und die Hinterfüllung des Bauwerks sowie die Montage der Hubtore. Die Füllung des Kanals ist auf der Strecke von Dorsten bis zum Dortmund-Ems-Kanal, d. h. also mehr als auf der halben Kanal-

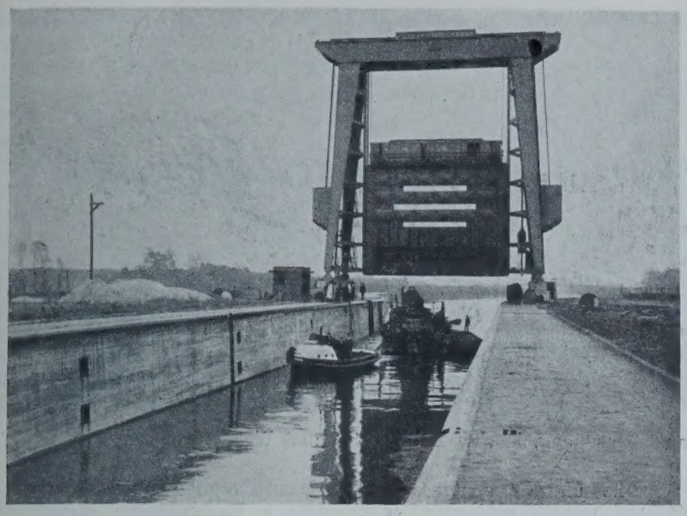


Abb. 24. Kanal Wesel—Datteln. Schleuse mit gehobenem Hubtor.

länge schon durchgeführt. Die weitere Füllung der von Dorsten westlich anschließenden Kanalstrecke ist im Gange. Die zwischen den einzelnen Arbeitslosen befindlichen Absperrdämme werden jetzt mit einem Schwimmbagger beseitigt. Bei der Durchschleusung des Schwimmbaggers durch die Schleuse Ahsen konnte zum ersten Male die Wirkung der zur Vernichtung der lebendigen Kraft des Wassers beim Eintritt in die Schleusenkammer eingerichteten Verteilungsbalken beobachtet werden. Nach den Ergebnissen dieses Versuches, bei dem allerdings noch nicht die gesamte in Aussicht genommene sekundliche Wassermenge in die Schleusenkammer eingeleitet wurde, zeigte sich, daß die Erwartungen, die an die Einrichtung dieser Verteilungsbalken gestellt waren, erfüllt sind. Abb. 26 zeigt die Schleuse Hünxe mit den Verteilungsbalken im Oberhaupt.

An der Mündung des Kanals Wesel—Datteln in den Dortmund-Ems-Kanal ist die Füllung der obersten Kanalhaltung, die in gleicher Höhe mit dem Dortmund-Ems-Kanal steht, bewirkt. Es soll in nächster Zeit der hier noch befindliche Trennungsdamm zwischen Dortmund-Ems-Kanal und dem Kanal Wesel—Datteln durch Schwimmbagger entfernt werden.

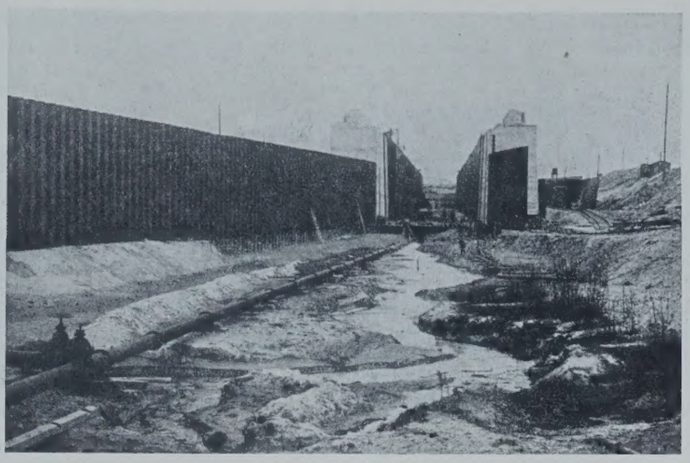


Abb. 25. Schleuse Hünxe,
fertig betoniert und gerammt vom Unterhaupt aus gesehen.

7. Rheingebiet.

Am Rheinstrom wurden die Arbeiten zur Aufrechterhaltung der Solltiefen (vergl. „Die Bautechnik" 1928, Heft 4, S. 48) fortgesetzt, wobei insbesondere die Buhnenbauten bei Ürdingen sowie die Verbesserungsarbeiten zwischen Mannheim und Sondernheim vollendet wurden, während im Binger Loch (Verbesserung des zweiten Fahrwassers) die Vertiefungsarbeiten fortgesetzt wurden. Für die weitere Vertiefung der Strecke St. Goar—Mannheim auf 2,50 m wurden Vorarbeiten eingeleitet.

An der Lahn wurde die Kanalisierung bis oberhalb Limburg durch Einlegen von bisher fehlenden Zwischenstufen beendigt. Über die von den Interessenten gewünschte Fortsetzung der Kanalisierung bis Gießen ist eine Entscheidung noch nicht getroffen.

Am Untermain wurden im Stadtgebiet Frankfurt Arbeiten zur Verbesserung des Fahrwassers beiderseits der Obermainbrücke in Angriff genommen, um die hier bestehenden Gefahren und Schwierigkeiten für die Schiffahrt zu beseitigen.

Die Arbeiten für die Umkanalisierung des Untermains durch Zusammenlegen von fünf auf drei Staustufen wurden in Angriff genommen, größere eigentliche Bauarbeiten werden aber erst in diesem Jahre einsetzen können. Nach neuerem Plan sind an den neuen Staustufen Doppelschleusen vorgesehen.

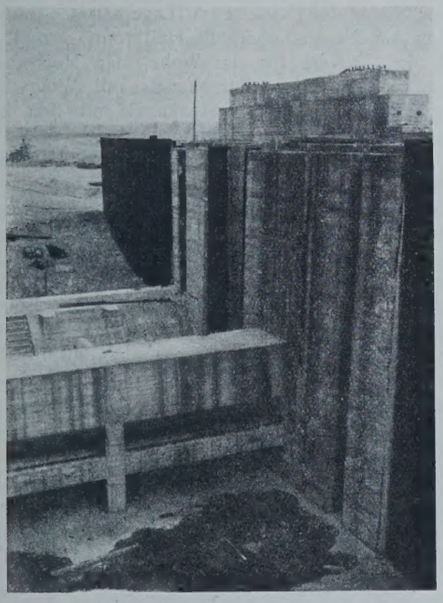


Abb. 26. Schleuse Hünxe.
Verteilungsbalken im Oberhaupt.

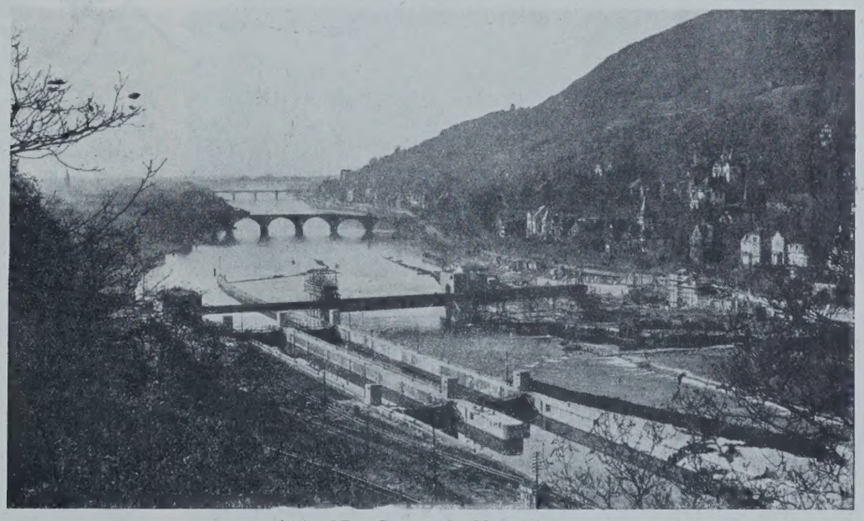


Abb. 27. Staustufe Heidelberg.
Gesamtansicht der fertigen Schleusen und der Wehrbaustelle (Nov. 1928).

Zur unbedingten Sicherstellung der Wasserspeisung des Dortmund-Ems-Kanals und der anschließenden Kanalstrecken, besonders auch des Rhein-Herne-Kanals und des Kanals Wesel—Datteln, werden an den sechs Schleusen des Kanals Wesel—Datteln Pumpwerke errichtet, die imstande sind, 10 bis 12 m^3/sek Wasser zu heben. Es handelt sich um Pumpen mit einer Leistungsfähigkeit von etwa je 3 m^3/sek bei einer Förderhöhe von 4 bis 9 m. Die Pumpenkammern sind bei der Schleuse Friedrichsfeld im Bau begriffen, bei den übrigen Schleusen bereits fertig. Mit der Montage der Pumpen soll etwa im April d. J. begonnen werden. Es ist damit zu rechnen, daß im Laufe dieses Jahres der Betrieb auf dem Kanal Wesel—Datteln eröffnet werden kann.

Die Vorarbeiten für den Stichkanal vom Rhein nach Aachen und für einen Saar-Pfalz-Kanal wurden fortgesetzt, können aber mit Rücksicht auf die verfügbaren Mittel erst in diesem Jahre abgeschlossen werden.

8. Die Neckarkanalisierung.

Dank der monatelangen Niederwasserführung des Neckar im Jahre 1928, des Ausbleibens größerer Hochwasserwellen und des 1928 erst kurz vor Jahresschluß eingetretenen Frostes konnten in diesem Jahr nicht nur die programmgemäßen Bauarbeiten am Neckar wie selten ungestört und rasch gefördert, sondern auch noch die durch die vielen Hochwässer im Jahre 1927 verursachten Verzögerungen im Bauprogramm eingeholt werden.

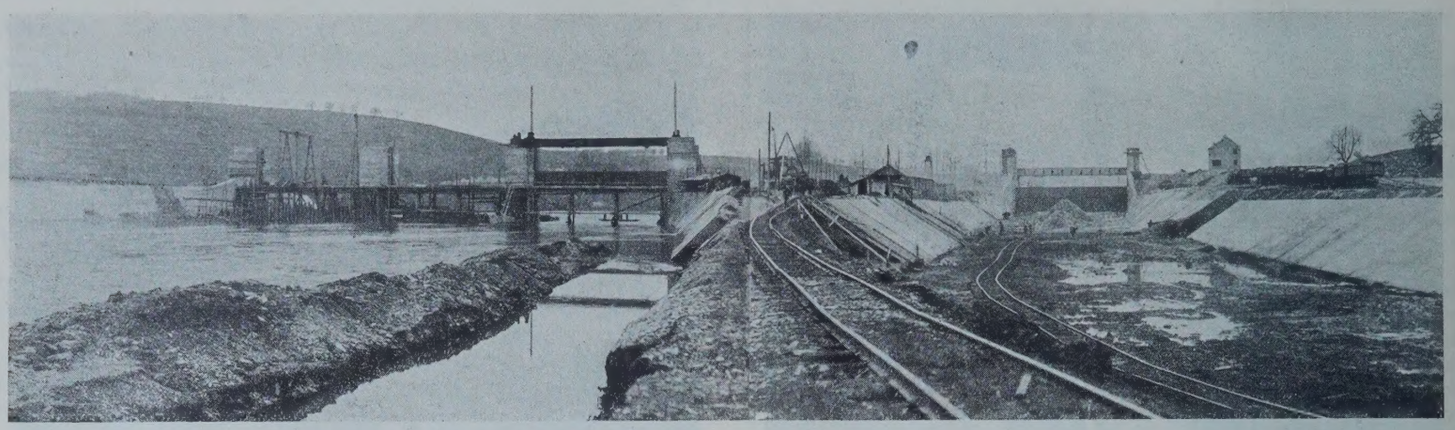


Abb. 29. Staustufe Horkheim Baustelle des Wehrs mit Seitenkanalabzweigung, Hochwasserabschluß und Wehrwärterhaus.

An der Staustufe Heidelberg wurde nach dem Hochwasser vom Februar 1928 die geräumige, im Jahre 1927 bereits fertiggestellte Baugrube für die Doppelschleuse zum Betonieren vorbereitet und sodann die ganze Schleusenanlage mit den Leitmauern und den Toren sowie dem sonstigen maschinellen Zubehör so schnell fertiggestellt, daß bereits im Juli 1928 die Schiffahrt durch die beiden Schleusen geleitet werden konnte. Außerdem wurde im Jahre 1928 auch mit der Gründung für die linke Wehröffnung begonnen und im übrigen der Tiefbau für das ganze Wehr, das drei Walzen mit je 40 m Lichtweite und 4,1 m Höhe erhält, so betrieben, daß Ende 1928 der ganze Wehrunterbau und alle vier Wehrpfeiler in der Hauptsache fertiggestellt und noch die linke Wehrwalze sowie die Eisenstege über die Schleusenanlage und die drei Wehröffnungen betriebsfertig eingebaut waren. Dabei ist zu beachten, daß der feste Wehrkörper und die Wehrpfeiler in offener Baugrube zwischen eisernen Spundwänden auf hartem Granit gegründet und die sichtbaren Flächen der Wehrpfeiler und Ufermauern aus ästhetischen Gründen mit Buntsandstein verkleidet werden mußten. Das ebenfalls in Buntsandstein ausgeführte Dienstgebäude für den Schleusen- und Wehrbetrieb mit den Wohnungen für das Personal konnte im Sommer 1928 bezogen werden. Im Jahr 1929 sind nur noch die beiden Wehrwalzen für die mittlere und die rechtseitige Öffnung einzubauen und einige Restarbeiten auszuführen. Die Inbetriebnahme der ganzen Anlage Heidelberg darf somit bis spätestens Juli d. J. erwartet werden (s. Abb. 27).

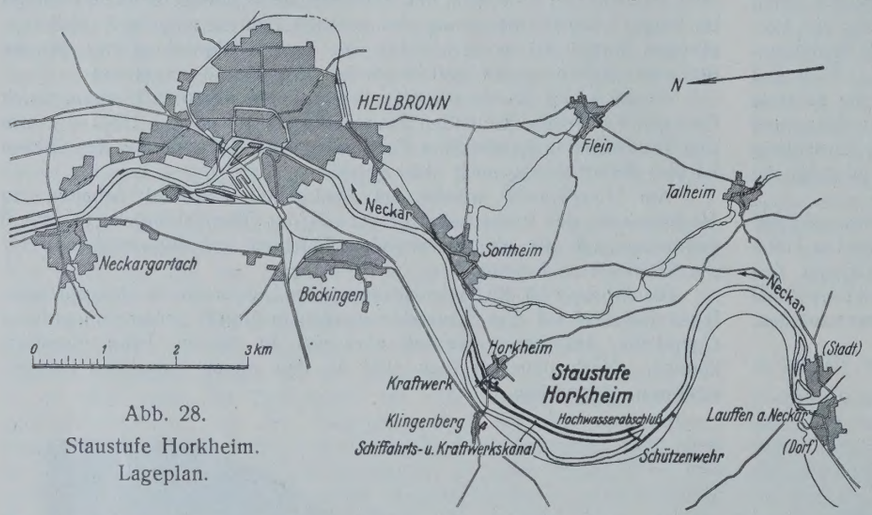


Abb. 28.
Staustufe Horkheim.
Lageplan.

Für die flußaufwärts auf die Anlage Heidelberg folgenden zwei Staustufen Neckargemünd und Neckarsteinach sind die Tiefbauarbeiten sowie die Wehr- und Schleusenverschlüsse im Dezember 1928 zur Vergebung ausgeschrieben worden, damit in den ersten Monaten von 1929 mit der Einrichtung der Baustellen und den eigentlichen Bauarbeiten für Wehr, Schleuse und Kraftwerk begonnen werden und die Inbetriebnahme der beiden Staustufen Ende 1930 stattfinden kann, womit dann von der 114 km langen Neckarstrecke Mannheim—Heilbronn weitere 17 km und damit insgesamt 55,5 km oder annähernd die Hälfte dieses ersten Bauabschnitts für Großschiffahrt und Kraftnutzung ausgebaut sein werden.

Bei der Staustufe Horkheim (Lageplan s. Abb. 28), der nächsten am Neckar oberhalb Heilbronn, konnte im Jahr 1928 der Tiefbau für das Wehr, der Hochwasserabschluß am Anfang des Seitenkanals mit Wehrwärterhaus, der 3,159 km lange Seitenkanal mit den Uferbefestigungen und Sohlendichtungen sowie das Kraftwerk für zwei Kaplanturbinen nebst dem Leerschuß, der zur Aufrechterhaltung der bestehenden Schiffahrt bis Lauffen als Kahnschleuse ausgebildet wird, im wesentlichen fertiggestellt werden (s. Abb. 29). Das Wehr wurde als Schützenwehr mit drei Öffnungen von je 25 m Lichtweite und 5,4 m Höhe ausgeführt; die drei Schützen erhalten je einen für sich beweglichen Aufsatz von 1,50 m Höhe an torsionssteifer Welle und sind so bemessen, daß sie bei der Fortsetzung der Großschiffahrt über Heilbronn hinauf um 1,90 m erhöht werden können. Die Wehrsohle und die vier Wehrpfeiler wurden auf Muschel-

Abb. 30. Staustufe Horkheim.
Kaplanturbine vor dem Einsetzen.

Abb. 31. Staustufe Horkheim.
Kraftwerk mit Leerschuß vom Unterwasser aus.

kalkfels gegründet; die Antriebsvorrichtungen der Schützen werden in besonderen Windwerkhäuschen auf den Wehrpfeilern untergebracht, über denen ein Bedienungssteg aus eisernen Vollwandträgern, an denen die Antriebswellen der Schützen gelagert sind, angeordnet ist. Oberhalb und unterhalb des Wehres ist das Flußbett auf beiden Seiten und auf größere Strecken verbreitert worden. Über das Vorland zwischen Wehr und Hochwasserabschluß führt ein eiserner Verbindungssteg. Am oberen Ende des Seitenkanals — rd. 200 m unterhalb der Abzweigung des letzteren vom freien Fluß — ist in diesem Kanal zum Schutz vor Hochwasser und Eis ein zwischen den Widerlagern 30,50 m breites und der Höhe nach zweiteiliges Gleitschütz von 8 m Gesamthöhe eingebaut worden; auf den Widerlagern dieses Gleitschützes ist neben den beiden Windwerkhäuschen eine eiserne Fahrwegbrücke gelagert worden, an der die Antriebswelle des Gleitschützes befestigt ist. Der Oberkanal ist 2,63 km lang und in der Sohle 24 m breit; die Mindestwassertiefe beträgt beim vorläufigen Wehrstau 3,30 m, die Wasserspiegelbreite 33,90 m. Die 1,5fachen Kanalböschungen sind mit 0,20 m dicken Betonplatten befestigt worden; wo in der Kanalsohle nicht fester Fels ansteht, ist die Sohle durch einen 0,40 m starken Lehmschlag auf darüber liegender 0,60 m dicker Kiesschicht gedichtet und gegen Beschädigungen gesichert. Der Unterkanal ist 0,52 km lang; er hat eine Sohlenbreite von mindestens 40 m und eine Mindestwassertiefe von 2,50 m. Das Kraftwerk hat zunächst ein Gefälle von 5,60 (später 7,50) m. Die Schluckfähigkeit der beiden Kaplanturbinen (s. Abb. 30) beträgt je 35 m³, ihre durchschnittliche Jahreserzeugung 17 (später 26) Mill. kWh. Turbinenhaus und Schalthaus sind ganz in Stampfbeton ausgeführt. Über Leerschuß und Unterkanal unmittelbar am Kraftwerk führt eine Fahrwegbrücke aus Beton, unter der auf die Länge des Turbinenhauses die für den Kraftwerkbetrieb erforderlichen Nebenräume angeordnet sind (s. Abb. 31). Von den drei Wehrschützen ist das rechtseitige betriebsfertig aufgestellt. Die beiden anderen Schützen des Wehrs sowie die maschinelle und elektrotechnische Ausrüstung des Kraftwerks werden zurzeit eingebaut, so daß die Inbetriebnahme der Staustufe Horkheim bis spätestens April d. J. erwartet werden darf. Für die Staustufe Horkheim waren insgesamt 908 000 m³ Boden und Felsen auszuheben und u. a. 31 500 m³ Beton und Eisenbeton herzustellen. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Der Hochwasserschutz an der Donau in Bayern.

Von Dr.-Ing. **Erwin Marquardt**, Stadtbaurat, München.

(Schluß aus Heft 5.)

Von den kleinen Gebirgsseen kann wegen ihres kleinen Flächeninhalts eine größere Hochwasserzurückhaltung als bisher nicht erreicht werden. Die größeren Seen im Isargebiet (Ammer-, Würm- und Chiemsee) können aber eine erhöhte Ausnutzung des Speichervermögens durch künstliche bewegliche Abflußregulierung nicht mehr vertragen wegen der starken Uferbesiedlung und des Dampfschiffahrtbetriebes. Da die übrigen Arten natürlicher Wasserzurückhaltung, wie Teiche, Anlage von Versickerungsgräben an den Hängen, Schaffung unterirdischer Grundwasserbecken, Verbauung der Wildbäche, nur als kleine Hilfsmittel der Hochwassermilderung angesehen werden können, so verbleibt als das wichtigste künstliche Mittel der Wasserzurückhaltung nur noch die Talsperre.

Künstliche Staubecken für den Hochwasserschutz allein sind für größere Flußgebiete sehr kostspielig.[6]) Sie lassen sich wirtschaftlich in der Regel nur dann vertreten, wenn durch Ausnutzung der Wasserkraft ein laufender Ertrag sichergestellt ist. Der in der Tagespresse wiederholt erörterte Gedanke, durch Aufspeicherungswerke an einzelnen Nebenflüssen der Donau die Hochwassergefahr für die Donau selbst zu vermindern oder Einsparungen an Hochwasserdammbauten zu machen, ist nur dann erfolgversprechend, wenn solche Speicheranlagen an allen größeren Nebenflüssen in genügender Zahl und Größe errichtet würden. Da dies jedoch sowohl betriebstechnische (der Hochwasserschutz verlangt große, leere Speicherräume, die Wasserkraftnutzung dagegen große Druckhöhen an den Sperrstellen, d. h. möglichst volle Becken), wie namentlich auch finanzielle Schwierigkeiten mit sich bringt, so müßte der Einfluß von Talsperren nur an einzelnen Nebenflüssen (z. B. Iller- und Lechgebiet) für die Donau selbst unmerklich bleiben, wenn auch im eigenen Flußlauf die Hochwasserführung durch solche Sperrbauten beträchtlich abgemindert würde. Zudem verträgt es das Interesse der Kraftnutzung schwer, wenn ein durch Hochwasser gefülltes Becken nach dem Ablauf des Hochwassers zum Teil wieder rasch entleert werden muß, um neuen Raum für eine etwa nachfolgende Hochwasserwelle zu schaffen, wie dies gerade bei den südlichen Donaunebenflüssen notwendig würde. Hier könnten nur sehr große Speicherbecken Abhilfe schaffen, zu deren Füllung mehrere Jahre benötigt werden und für die daher in unseren dichtbesiedelten und engen Tälern im allgemeinen die Vorbedingungen fehlen. (Eine der wenigen Ausnahmen bildet z. B. die geplante Lechtalsperre bei Roßhaupten mit 189 Mill. m³ Fassungsraum, wovon 48 Mill. m³ Hochwasserschutzraum sind.)[7]) „Für den Hochwasserschutz an der Donau sind aber Aufspeicherungswerke in den Alpenflüssen insofern von Bedeutung, als sie einerseits für die Zulänglichkeit der gewählten Dammhöhen einen Sicherheitsrückhalt geben, der wegen der unvermeidlichen Aufschlickung der zwischen Fluß und Hochwasserdamm liegenden Vorländer (Abb. 6) und der dadurch bedingten Verminderung des Abflußquerschnitts sehr erwünscht ist,[8]) anderseits einer Erhöhung der bisher bekannten größten Hochwässer entgegenwirken." Da hiermit die Mittel zur wirksamen Verhütung von Hochwässern im Donautal erschöpft sind, so verbleibt als einzige Hilfe nur noch der Schutz gegen die Hochwässer.

II. Eines der wichtigsten Schutzmittel gegen das Hochwasser bildet der seit Jahren bestehende, von der Bayerischen Landesstelle für Gewässerkunde bearbeitete und geleitete Hochwassernachrichtendienst, „durch den die von oben kommenden Wellen nach unten rechtzeitig

Abb. 6. Auflandungen im Vorlande des Diepoldsauer Durchstiches (schweizer. Rhein).

angekündigt werden und unter gleichzeitiger Vorhersage des am Aufgabeort nach Zeit und Pegelmaß zu erwartenden Höchststandes die Möglichkeit geschaffen wird, noch eine Reihe von Vorkehrungen gegen Überschwemmungen zu treffen". Der Hochwassernachrichtendienst stützt sich nicht nur auf Pegelbeobachtungen, sondern muß sich im Hinblick auf den raschen Abfluß der Hochwässer in den südbayerischen Gebirgsflüssen auch auf Niederschlagmessungen (Regendauer und -menge) gründen. Unter diesem Gesichtspunkte gewinnt natürlich die wissenschaftlich begründete Wettervorhersage immer mehr an Bedeutung. Tatsächlich hat auch die Zusammenarbeit von Gewässerkunde und Wetter- und Niederschlagkunde bei den letzten Hochwässern in Bayern hervorragende Dienste geleistet.

Ein örtlich beschränktes Mittel zur Milderung der Hochwassergefahren bildet die Absenkung des Hochwasserspiegels durch Vertiefung der Flußsohle. So hat sich die Donau von Ulm bis unterhalb Günzburg infolge der dauernden Baggerungen bei Ulm um 60 bis 70 cm vertieft, wodurch die Überschwemmungsgefahr erheblich abgemindert worden ist. Baggerungen allein können aber die Hochwasserverhältnisse nur vorübergehend verbessern. Man sollte sie daher in der Regel nur in Verbindung mit Flußbauwerken anwenden.

Als bedeutsamstes Hilfsmittel zur Bekämpfung der Hochwässer steht vor allem der Dammschutz zur Verfügung. Je nachdem man die Hoch-

[6]) Bezüglich kleiner Flußgebiete vergl. die zutreffende Beurteilung von Winkel in der „Bautechnik" 1927, Heft 34, S. 476 u. 477.

[7]) Vergl. „Deutsche Wasserwirtschaft" 1927, Nr. 5, S. 119. Eine schwierige und heute noch nicht befriedigend gelöste Frage ist hierbei die Zuschüttung der durch eine Talsperre in geschiebeführenden Flüssen geschaffenen Speicherräume. Dabei liegen die Verhältnisse nicht überall so günstig wie beim Tauernmoosspeicher des Stubachwerkes, bei dem man mit einer Ausfüllung mit Geschiebe erst nach 600 Jahren rechnet.

[8]) So hat z. B. die Ablagerung auf den Vorländern des Fußacher Durchstiches im st. gallischen-österreichischen Rhein von 1900 bis 1909 rd. 76 000 m³ betragen und bis 1920 bereits die Höhe von 1,10 m überschritten.

wässer ganz vom Binnengelände abhalten oder dieses nur gegen die weniger hohen, aber häufig wiederkehrenden Sommeranschwellungen schützen will, unterscheidet man Volldämme (Winterdeiche) und Überlaufdämme (Sommerdeiche). Mit letzter Dammart ist bei verhältnismäßig niederem Ufergelände und hohen Sommerhochwasserständen, wie an der Donau (vergl. Abb. 1), ein befriedigender Hochwasserschutz nicht zu erreichen. Die bei ihnen bestehende Gefahr von Dammbrüchen, ihr unter den heutigen wirtschaftlichen Verhältnissen ungenügender Schutz gegen Sommerhochwässer, die für die Binnenentwässerung aufzuwendenden Kosten u. a. m. lassen die Überlaufdämme an der Donau als unzureichendes Mittel im Kampfe gegen die Hochwässer erscheinen. Dagegen bieten die noch vor 25 Jahren in den norddeutschen Stromtälern wenig beliebten Volldämme (Winterdeiche), die auch die bekannten größten Hochwässer abzuführen haben, den vollkommensten Schutz. Auf den früher allgemein geschätzten Vorteil, daß die von den Anschwellungen mitgeführten Dungstoffe bei rechtzeitiger Überflutung den Graswuchs fördern, verzichtet man bei dem heute üblichen Gebrauch von Kunstdünger manchenorts nicht ungern. Der bei Volldämmen besonders folgenschweren Gefahr von Dammbrüchen begegnet man durch eine Überbordung der Dammkrone über HHW um 0,80 bis 1,20 m, sowie durch eine sachgemäße Formgebung und Ausführung der Dämme. Natürlich scheiden Volldämme dort aus, wo kleine Überschwemmungsgebiete oder geringwertige Grundstücke in Betracht kommen oder wo der Fluß in zahlreichen und scharfen Krümmungen verläuft. Hier wird man durch örtliche Schutzmaßnahmen, gegebenenfalls unter Anwendung von Überlaufdämmen, den Aufwand in ein gesundes Verhältnis zu dem abzuwendenden Schaden bringen müssen.

Als weiteres Mittel des Hochwasserschutzes hat man sodann auch die Hochwasserversicherung genannt, die sich jedoch infolge mangelnden Zuspruchs weder bei uns noch in Österreich und in der Schweiz halten konnte. Wenn man bedenkt, daß die im Jahre 1926 in den verschiedenen Stromgebieten Deutschlands entstandenen Hochwasserschäden auf über 220 Mill. R.-M. geschätzt wurden, so ist an eine Deckung solcher Schäden auf dem gewöhnlichen Wege der Versicherung nicht mehr zu denken. Die Hochwasserschadenversicherung erscheint uns nur dort als ein gangbarer Schutz, wo Vorbeugungsmaßnahmen aus technischen oder wirtschaftlichen Gründen unmöglich sind. In solchen Fällen müßte natürlich auch eine Beteiligung von Staats- und anderen Körperschaften an der Versicherung Platz greifen.

C. Die geplanten Hochwasserschutzmaßnahmen an der Donau.

Das in der Denkschrift entwickelte Bauprogramm besteht in der Hauptsache in der Anlage neuer ein- oder beiderseitiger Volldämme, in dem Vollausbau, d. h. der Erhöhung, Verstärkung und Ergänzung bestehender Dämme, im Abbau von Mulden und Rinnen, in der Herstellung von neuen Binnenentwässerungen mit Schöpfwerken und in der Hochwasserumleitung um Ortschaften durch Flutmulden dort, wo eine zusammengefaßte Abführung des Hochwassers wegen zu enger Bebauung oder anderer nicht zu beseitigender Hindernisse nicht möglich ist. Auf diese Weise entsteht z. B. von Lauingen bis zur Stepperger Enge ein geschlossenes Volldammsystem (Abb. 1). Die neuen Dammanlagen sind im allgemeinen auf jene Gebiete beschränkt, wo der für sie erforderliche Kostenaufwand wirtschaftlich vertretbar ist, d. h. wo es sich um den Schutz von Ortschaften und wertvollem Kulturland handelt, also unter Ausschluß von Au- oder Ödland. Das für die Dämme notwendige gemischte Kiesmaterial wird in der Hauptsache aus Baggerungen gewonnen, wie solche ohnedies vielfach erforderlich sind. Gegenüber dem Schutze von Ortschaften und der Verbesserung der Verkehrsverhältnisse tritt der Schutz der Kulturflächen in der Strecke Kelheim—Regensburg in den Hintergrund. Infolge finanzieller und technischer Schwierigkeiten bleiben großzügige Lösungen der Hochwasserfrage den Gemeinden Donauwörth, Kelheim, Regensburg und Passau vorläufig versagt. Insbesondere bildet die alte Steinerne Brücke in Regensburg (erbaut 1135 bis 1146) mit ihren 14 mächtigen Pfeilereinbauten neben den ungünstigen Bebauungsverhältnissen auf den Donauinseln und -ufern noch die größten Hindernisse für den Hochwasserabfluß. Die Ausführung von Durchstichen lehnt die Denkschrift teils wegen der hohen Kosten, teils wegen ihrer geringen Wirkungen auf den Hochwasserabfluß und wegen der damit verbundenen Verschlechterungen des Fahrwassers mit Recht ab.

1. Wenden wir uns nun einigen Einzelfragen zu, so ist bezüglich der Linienführung der Dämme zu beachten, daß bei Hochwasser die Richtung der Wasserbewegung nicht mehr von den Niedrig- und Mittelwasserwerken, sondern von den hohen Schutzdämmen bestimmt wird. Zudem rufen die Hochwässer die größten Wandlungen in der Form des Flußbettes hervor. Um Nachteile für die Hochwasserführung, Schiffahrt und Bettausbildung zu vermeiden, muß die Linienführung der Hochwasserdämme mit jener der Mittel- und Niederwasserbauten derart in Einklang gebracht werden, daß Übereinstimmung des Stromstrichs bei Hochwasser mit dem Stromstrich bei MW und NW erzielt wird. Von alters her bestehende Dämme sind dementsprechend in ihrer Linienführung zu berichtigen. In diesem Zusammenhang müssen wir einer vielfach — namentlich auch in Lehrbüchern — verbreiteten Auffassung entgegentreten, die lautet: „Die Eindeichung dient lediglich der Landeskultur und ist kein Mittel zur Regulierung der Flüsse, welche durch sie mehr geschädigt als gefördert wird." Dieser Standpunkt übersieht, daß Dämme in vielen Fällen nicht nur zum Schutze des Geländes gegen das Hochwasser der Flüsse, sondern auch als wichtiges Regulierungsmittel der Flüsse dienen, indem sie bei richtiger Linienführung die Hochwässer zusammenhalten und somit eine schädliche Überquerung des ausbuchtenden Ufers und eine der Schiffahrt ungünstige Ablagerung der Geschiebe verhindern.

2. Neben der Linienführung der Dämme ist ihr gegenseitiger Abstand, ihre Querschnittsanordnung sowie die Zusammensetzung des zu verwendenden Materials von besonderer Wichtigkeit. Die Zeit, in der man Hochwasserdämme nach den gleichen Grundsätzen entworfen und gebaut hat, wie Eisenbahn- und Straßendämme, ist vorüber. Wenn auch theoretische Untersuchungen über die Formgebung und Materialwahl von Hochwasserdämmen bei dem heutigen Stande unserer Bodenmechanik vorerst noch versagen, so besitzen wir doch wertvolle Erfahrungen aus der Praxis, sowie aufschlußreiche Versuche im Laboratorium, die uns eine einigermaßen zuverlässige Beurteilung der Standsicherheit von Hochwasserschutzdämmen ermöglichen. Besondere Bedeutung haben in dieser Hinsicht z. B. die Untersuchungen der niederösterreichischen Donauregulierungskommission, sowie die durch die geplante Ausgestaltung der Hochwasserschutzdämme an der Donau bei Wien veranlaßten Modellversuche von Schaffernak an durchlässigen geschütteten Dämmen erlangt, die auch in der bayerischen Denkschrift verwertet worden sind (Abb. 1, Dammquerschnitt) [9]).

3. Fragen wir uns nun noch, welchen Einfluß die geplanten Hochwasserdammbauten, d. h. die Beseitigung großer Überschwemmungsflächen, auf die Donau und ihre Regime haben, so ist zu erwähnen, daß ein Hochwasserschutz nach Art und Umfang der an der Donau geplanten Dammanlagen u. U. die allgemeinen Flußverhältnisse ungünstig beeinflussen kann. [10]) Dieser Gefahr war sich auch die bayerische Staatsbauverwaltung bewußt und hat daher auch vermieden, die umfangreichen Dammbauten vor allem nach dem rein örtlichen Bedürfnis zu bemessen. — Zunächst wird sich durch die Eindämmung der Wasserspiegel heben, so daß sich bei gleichen Gefällen größere Abfluß- und damit auch größere Fortpflanzungsgeschwindigkeiten bilden, d. h. die Hochwasserstände werden künftig in den unteren Donaustrecken früher eintreffen als bisher. Je größer nämlich die Seitenquerschnitte im Vergleich zum eigentlichen Flußquerschnitt sind (vergl. Talquerschnitt in Abb. 1), d. h. je größer das Überschwemmungsgebiet ist, um so länger dauert die Überschwemmung. Die Verringerung der Überschwemmungsflächen bewirkt nun eine Vergrößerung der Abflußgeschwindigkeiten und damit einen beschleunigten Abfluß der Hochwasserwelle. Die vergrößerten Wassergeschwindigkeiten im Flußschlauch können ihrerseits in Strecken mit starkem Gefälle (z. B. von Ulm bis Offingen) eine Störung der Eintiefung der Sohle hervorrufen, während sie in Strecken mit träger Geschiebeführung die Durchführung von Baggerungen (z. B. oberhalb Weltenburg, bei Kelheim, unterhalb Regensburg und an der Isarmündung) ersparen können. Auch bezüglich der Schiffahrt können stark vermehrte Geschwindigkeiten hinderlich werden. — Daß sich unter diesen Umständen — namentlich früher — mehrfach eine starke Gegnerschaft gegen Volldämme bemerkbar machte, ist nicht zu verwundern, zumal bei außergewöhnlichen Eisgängen und Hochfluten die eingedeichten Niederungen mehr denn je bedroht waren. Für solche Fälle kann es sich daher empfehlen, die eingedeichten Niederungen in kleinere Polder zu zerlegen durch deren Begrenzung mit hochwasserfreien Querdeichen. Hierdurch würde bei einem Deichbruch die Katastrophe örtlich begrenzt werden können.

Es kommt dem an der Donau jetzt zu schaffenden Hochwasserschutz zugute, daß die aus früheren Zeiten herrührenden Dammanlagen hinsichtlich Anordnung und Ausmaß nicht jene Fehler aufweisen, die vielfach einer großzügigen Regelung des Hochwasserschutzes an den norddeutschen Strömen hinderlich sind. Was aus früheren Zeiten an Hochwasserdämmen an der Donau vorhanden ist, ist nicht allein unter dem Gesichtspunkte des Landesschutzes, sondern auch im Hinblick auf die Hochwasserabflußverhältnisse der Donau angelegt worden.

Nach den Untersuchungen der Bayerischen Landesstelle für Gewässerkunde wird der Einfluß der Ausschaltung von Überschwemmungsflächen bis zur Lechmündung nur etwa 5 cm am Pegel Neuburg für das Augusthochwasser 1924 betragen und flußabwärts mehr und mehr abnehmen. Hinsichtlich der Geschiebeführung ist festzustellen, daß in der Strecke Ulm—Offingen, wo die Donau an sich das Bestreben nach Sohlenvertiefung

---

[9]) Vergl. auch Pickl: „Die Querschnittsbemessung von Hochwasserdämmen aus durchlässigem Material." „Die Bautechnik" 1927, Heft 44, S. 642 ff. — „Die Wasserbewegung im Dammkörper." Von J. Schmid. Wien 1928. Verlag von J. Springer.

[10]) Leider ist der trefflich ausgestatteten Denkschrift kein Längenprofil der Donau beigegeben.

hat, ausgedehnte doppelseitige Hochwasserdämme weder vorhanden noch geplant sind. In ihrem übrigen Verlauf aber ist die Donau wegen ihres schwachen Gefälles als träger Fluß zu bezeichnen, der eine Erhöhung seiner Betträumungskraft durch Zusammenfassung aller Wassermengen in einem einheitlichen Flußschlauch wohl vertragen kann. In diesem Falle ist die durch die Hochwasserdämme bewirkte regelmäßigere Bewegung der Geschiebe vorteilhafter als die nur vorübergehenden Besserungen durch Baggerungen.

In welcher Weise werden nun durch die geplanten Hochwasserschutzmaßnahmen die künftigen Schiffahrtbedingungen auf der Donau beeinflußt? In der Strecke zwischen Ulm und Kelheimwinzer kommt der flachen Ufer halber für die künftige Großschiffahrt ein Staffelausbau nicht in Frage, sondern nur ein Seitenkanal. Bezüglich der unterhalb Kelheim liegenden Schiffahrtstrecke bildet die durch die Volldämme bewirkte Herstellung und Erhaltung eines einheitlichen Flußschlauches mit vermehrter Räumungskraft eine der wichtigsten Vorbedingungen zur Schaffung eines anch bei kleinen Wasserständen genügend tiefen Flußschlauches. Die Gefahr, daß infolge Hebung des Wasserspiegels die Durchfahrtmöglichkeit unter den bestehenden Brücken zeitweise beeinträchtigt wird, ist an der Donau praktisch nicht zu befürchten, so daß die Höherlegung von Brücken nicht notwendig wird.

Wenn auch Hochwasserdammbauten vor allem der Landwirtschaft zugute kommen, so ist u. U. doch eine Benachteiligung durch sie zu befürchten. Wir meinen den früher oft gehörten Vorwurf des Entzuges der düngenden Wirkung der Hochwässer. Tatsächlich hat man auch an einzelnen Stellen, z. B. am Niederrhein und an der unteren Ems, gute Erfahrungen mit dem Einlassen von fruchtbaren Winterhochwässern in eingedeichte Niederungen gemacht. Anderwärts, z. B. an der unteren Oder, ist allerdings der gewünschte Erfolg ausgeblieben.[11]) Hiergegen ist zunächst zu sagen, daß seit der Herstellung von Kunstdüngern die düngende Wirkung von rechtzeitigen Hochwässern nicht mehr die Bedeutung hat wie früher. Sodann aber ist für die Donau zu beachten, daß die durch das Abschmelzen des Schnees verursachten Frühjahrshochwasser verhältnismäßig arm an Dungstoffen sind, während die durch starke Regenfälle erzeugten Sommerhochwässer zwar größere Mengen von Dungstoffen bringen, sie aber unzeitig auf den Feldern ablagern und die Ernte zerstören.

Will man schließlich noch fragen, in welcher Weise die Siedlungsverhältnisse an der Donau vom geplanten Hochwasserschutz beeinflußt werden, so zeigen die der Denkschrift beigegebenen Lichtbilder deutlich genug, was die Uferbewohner in gesundheitlicher und wirtschaftlicher Hinsicht zu gewinnen haben. Nicht wenige Gemeinden sind durch die bisherigen Überschwemmungsgebiete von dem Vollbesitz ihrer Donau unmittelbar ausgeschlossen gewesen. Wenn nun durch die geplanten Hochwasserdammbauten für die meisten beteiligten Gemeinden eine wesentliche Besserung der Siedlungsverhältnisse eintritt, der Verkehr, die gesundheitlichen Bedingungen für Menschen und Tiere und damit auch die Erwerbstätigkeit sich günstiger gestalten, so liegt hierin auch schon eine wichtige Vorarbeit und Vorbedingung für die künftigen Siedlungen an der bayerischen Großschiffahrtstraße.

4. Die Gesamtkosten der in Aussicht genommenen Hochwasserschutzanlagen zwischen Ulm und Vilshofen belaufen sich auf 40,5 Mill. R.-M. Durch die Dammanlagen werden rd. 28000 ha Äcker und Wiesen geschützt. Auf 1 ha geschützter Wirtschaftsfläche trifft daher ein einmaliger Aufwand von rd. 1450 R.-M., wobei die gleichfalls geschützten Au- und Waldflächen mit zusammen rd. 4100 ha unberücksichtigt geblieben sind. Wenn man nun berücksichtigt, daß der durchschnittliche jährliche Hochwasserschaden an Äckern und Wiesen im Donautal für die letzten zwanzig Jahre mit mindestens 100 R.-M./ha angenommen werden muß, entsprechend einer jährlichen Gesamtschadensumme von 2,8 Mill. R.-M., so muß das Verhältnis zwischen Nutzen und Unkosten als ein sehr vorteilhaftes bezeichnet werden, ungeachtet der nach Durchführung des Unternehmens erzielbaren Mehrerträge auf den geschützten Flächen. Auch hier bewährt sich wieder die Richtigkeit des Gedankens, daß es besser ist, für Vorbeugungsmaßnahmen zu sorgen, anstatt bei eintretenden Schäden hohe Entschädigungen zu zahlen. Für ein so großzügiges Bauprogramm, wie es die vorgeschlagenen Hochwasserschutzarbeiten an der Donau auf eine Länge von 340 km darstellen und für dessen Abwicklung ein Zeitraum von zehn Jahren vorgesehen ist, helfen die besten technischen Lösungen nichts, wenn sie nicht im Sinne der Gemeinwirtschaft „wirtschaftlich“ sind und sich aus ihr verantworten lassen. Heute bedeutet Ingenieurtätigkeit: technisches Gestalten auf wirtschaftlicher Basis. Aufgaben wie die vorliegende brauchen den Optimismus des Ingenieurs und den Kritizismus des Kaufmanns. Anderseits aber dürfen wir bei wasserwirtschaftlichen Werken, die auf Jahrhunderte hinaus bestehen sollen und auch bestehen, nicht kleinliche Rechner sein und die rechnerische Entscheidung allein ausschlaggebend sein lassen. Viele wasserwirtschaftliche Probleme, insbesondere aber solche, die — wie im vorliegenden Fall — die Landeskultur eines Volkes aufs engste berühren und beeinflussen, lassen sich eben nicht mit politischer Arithmetik, d. h. durch die Anwendung der Mathematik auf staats-, volks- und privatwirtschaftliche Fragen lösen.

[11]) Vergl. „Über das Einlassen von fruchtbarem Hochwasser in eingedeichte Niederungen“. Zentralbl. d. Bauverw. 1914, Nr. 62, S. 453.

Der Rautenträger mit Anschluß der Querträger an Hilfspfosten in den Kreuzungspunkten der Streben.

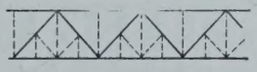
Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnoberrat **Krabbe**, Essen.

1. Der Rautenträger (Abb. 1) löst in einfacher Weise die Aufgabe, bei hohen Fachwerkträgern große Knicklängen der Druckstreben zu vermeiden, und zwar sowohl in der Trägerebene als auch senkrecht dazu. Beim Strebenfachwerk (Abb. 2) ist, wenn die großen Knicklängen der Druckstreben vermieden werden sollen, dazu die oft angewandte, punktiert gezeichnete Unterteilung erforderlich, die sich natürlich nur dann rechtfertigen läßt, wenn es zweckmäßig erscheint, die Feldweite auf die Hälfte zu verringern. Zu vergleichen wären also die Träger Abb. 1 und Abb. 2.

Abb. 1.

Abb. 3.



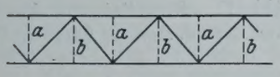


Abb. 2.

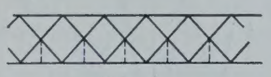


Abb. 4.

Dabei fällt sofort auf, daß bei dem Rautenträger (Abb. 1) sämtliche Stäbe wirkliche Systemstäbe sind, d. h. sich an der Kräfteüberleitung im System beteiligen, während bei dem Strebenfachwerk (Abb. 2) die Hilfspfosten *b* nur dazu dienen, die Querträgerbelastung zum oberen Fachwerkknoten zu führen, die Hilfspfosten *a* sogar nur dazu da sind, die sonst viel zu große Knicklänge des Obergurtstabes zu verringern und ihn gegen Durchbiegung unter seinem Eigengewicht zu schützen. Die vielgerühmte Sachlichkeit des Strebenfachwerks scheint mir daher beim Rautenträger in noch höherem Maße vorhanden zu sein. Das Ständerfachwerk vermeidet zwar die vielen Hilfsstäbe, behält aber gegenüber dem Rautenträger die größere Knicklänge der Druckstreben. Der Einbau einer Unterteilung nach Abb. 3 halbiert zwar die Knicklänge in der Trägerebene, senkrecht dazu nutzt sie gar nichts (vergl. hierzu „Die Bautechnik“ 1927, Heft 51: „Das Verhalten der Druckstreben im Fachwerkträger mit Unterteilung“). Beim Rautenträger dagegen stützen sich auch gegen Ausknicken senkrecht zur Trägerebene Druckstäbe und Zugstäbe gegenseitig.

2. Diesen Vorzügen des Rautenträgers nach Abb. 1 gegenüber dem Strebenfachwerk und dem Ständerfachwerk stehen aber als Nachteile gegenüber:

a) Der schwierige Anschluß der Querträger an die Hauptträger infolge Fehlens von Pfosten, wobei noch zu bemerken ist, daß eine einwandfreie rechnerische Verfolgung der durch den biegungsfesten Anschluß der Querträger an die beiden Streben entstehenden Einspannungsmomente und deren Aufnahme durch das Strebensystem praktisch fast unmöglich ist.

b) Die unstetig verlaufenden Einflußlinien, besonders der Streben, könnte die Befürchtung erheblicher Wechselbeanspruchungen aufkommen lassen. Praktisch ist das zwar wohl nicht der Fall, weil entsprechend kurze Belastungslängen nicht vorkommen.

c) Die zickzackförmige Gestalt der Biegelinie für eine Einzellast in einem Knotenpunkte bei Voraussetzung reibungsloser Gelenke hat den an sich berechtigten Verdacht aufkommen lassen, daß die Biegelinien in Wirklichkeit stark wellenförmig sein können und infolgedessen hohe Nebenspannungen unter Umständen bedingen können. (Vergl. Auseinandersetzungen darüber in der „Bautechnik“ 1928, Heft 5, S. 67 und Heft 28, S. 414.) Ich persönlich teile zwar diese Befürchtung, wie ich ausdrücklich hervorheben möchte, besonders auf Grund von Biegungs- und Nebenspannungsmessungen, auch unter Einzellasten, an der Weseler Rheinbrücke nicht; ebensowenig wie der Beweis, daß solche Nebenspannungen in höherem Maße als bei anderen Fachwerken auftreten, läßt sich indessen der allgemeine Gegenbeweis theoretisch erbringen.

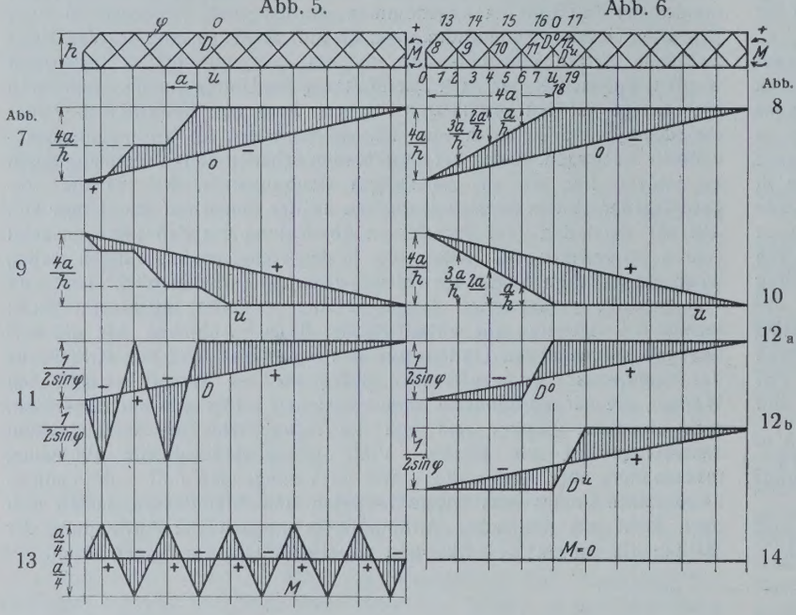
3. Sämtliche Bedenken unter 2. können durch Anbringung von Hilfspfosten in den Kreuzungspunkten der Streben und Querträgeranschluß

nur an diese[1]) vollständig vermieden werden. Im einzelnen ist dazu zu bemerken:

Zu 2a. Der Anschluß der Querträger an die Hilfspfosten bietet konstruktiv keinerlei Schwierigkeiten; in statischer Hinsicht stützt sich der durch Hilfspfosten und Querträger gebildete Halbrahmen mit seinem oberen Ende auf den Kreuzpunkt der beiden Streben; die rechnerische Verfolgung der hierdurch erzeugten Beanspruchungen in Rahmen und Streben macht keine Schwierigkeiten. (Vergl. hierzu den vorhin genannten Aufsatz in der „Bautechnik" 1927, Heft 51, sowie den Aufsatz in der „Bautechnik" 1928, Heft 19, S. 232 von Dipl.-Ing. Kulka.)

Zu 2b. Der günstige Verlauf der Einflußlinien beim Trägernetz nach Abb. 6 gegenüber dem nach Abb. 5 soll an verschiedenen Beispielen gezeigt werden (vergl. Abb. 7 bis 14). Es sind da die Einflußlinien für einen Obergurtstab, einen Untergurtstab, eine Strebe und für das Biegungsmoment des biegungsfesten Endpfostens in dessen Mitte dargestellt. Die Einflußlinien des Trägernetzes Abb. 6 sind durch die beigefügten Geschwindigkeitspläne (Abb. 8a für den Obergurtstab, Abb. 12c für den Stab D^o und Abb. 12d für den Stab D^u erklärt.

Abb. 5. Abb. 6.



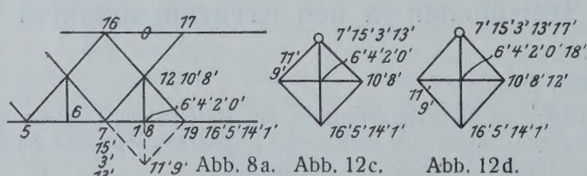


Abb. 8a. Abb. 12c. Abb. 12d.

Zu Abb. 8a. Nach Entfernung von O ist der rechte Teil des Trägers als ruhende Scheibe angenommen; es ruhen also die Punkte 17, 12, 7. Punkt 16 erhält die um 90° gedrehte Geschwindigkeit 16—19; dann ergibt sich der Geschwindigkeitsplan Abb. 8a. Für eine Last 1 beispielsweise im Punkte 4 ergibt sich die Gleichung:

$$h\,O - 2a \cdot 1 + 4a\,A = 0$$

$$O = -\frac{4a}{h} + \frac{2a}{h}.$$

Ebenso ergibt sich für Last 1 in Punkt 2:

$$O = -\frac{4a}{h}A + \frac{3a}{h}$$

und für Last 1 in Punkt 6:

$$O = -\frac{4a}{h}A + \frac{a}{h}.$$

Solange die Last auf der starren Scheibe bleibt, also rechts von Punkt 7, ergibt sich:

$$h\,O + 4a \cdot A = 0$$

$$O = -\frac{4a}{h}A.$$

In derselben Weise erhält man die Einflußlinie für den Untergurtstab, die der für den Obergurtstab mit entgegengesetztem Vorzeichen gleich ist.

Zu Abb. 12c. Nach Entfernung des Stabes D^o ist der rechte Teil des Trägers als ruhende Scheibe angenommen; es ruhen also die Punkte 7, 12, 17. Dem Punkte 16 wird eine senkrechte nach unten gerichtete Geschwindigkeit = 1 erteilt, daraus ergibt sich der Geschwindigkeitsplan Abb. 12c. Solange nun eine von rechts nach links rollende Last auf der starren Scheibe bleibt, also bis zum Punkte 18, gilt die Gleichung

$$D^o \sin\varphi - A \cdot \frac{1}{2} = 0$$

$$D^o = A\,\frac{1}{2\sin\varphi}.$$

Für eine Last 1 in allen Lastpunkten links der starren Scheibe ergibt sich:

$$D^o \sin\varphi - A \cdot \frac{1}{2} + 1 \cdot \frac{1}{2} = 0$$

$$D^o = \frac{A}{2\sin\varphi} - \frac{1}{2\sin\varphi}.$$

Ebenso ist die Einflußlinie für D^u aus dem Geschwindigkeitsplan Abb. 12d erklärt. Aus demselben Geschwindigkeitsplan erklärt sich auch ohne weiteres die Einflußlinie für M, die stets = 0 bleibt; daher ist der Träger, im Gegensatze zum Träger Abb. 5, für senkrechte Lasten auch ohne den biegungsfesten Endpfosten stabil.

Dieselben Einflußlinien erhält man auch aus den Einflußlinien des Trägers Abb. 5 durch geradlinige Verbindung der unter den Kreuzungspunkten der Streben liegenden Punkte der Einflußlinien.

Zu 2c. In Abb. 16 und 17 sind die für einen Hauptträger der Weseler Rheinbrücke, der die punktiert gezeichneten Hilfspfosten nicht enthält, errechneten Biegelinien für eine Last 1 im Punkte 5 und für eine Last 1 im Punkte 6 dargestellt. Die Berechnung ist unter Annahme reibungsloser Gelenke in den Knotenpunkten durchgeführt. Der zickzackförmige Verlauf, der selbstredend auch unter einer Einzellast nicht in dieser Weise auftritt, ist jedenfalls mindestens ein Schönheitsfehler.

Abb. 18 zeigt die aus diesen beiden Biegelinien gemittelte Biegelinie, für eine Last 1 im Punkte 5, die sich ergeben würde, wenn der Träger die punktiert gezeichneten Hilfspfosten hätte und nur an diese seine Querträger angeschlossen wären. Die Biegelinie zeigt einen stetigen Verlauf (mit einem kleinen Knick im Angriffpunkte der Einzellast).

Sowohl die Einflußlinien als auch die Biegelinien nehmen also ganz einfache und einwandfreie Formen an, die den Einflußlinien des einfachen Strebenfachwerks genau entsprechen. Die Stabkräfte O und U ergeben sich in einfachster Weise aus den Momenten der zugehörigen Strebenkreuzungspunkte, die Stabkräfte D aus den

Abb. 15.

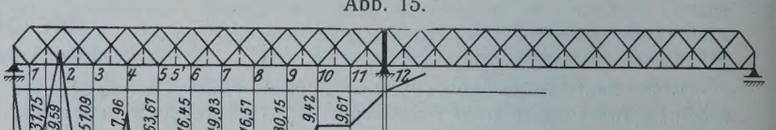


Abb. 16. Biegelinie für den Träge ohne Hilfspfosten für Last 1 in Punkt 5

die Ordinaten geben die Durchbiegungen für β=11, multiplizirt mit E=2100 $\frac{t}{cm^2}$ in cm an.

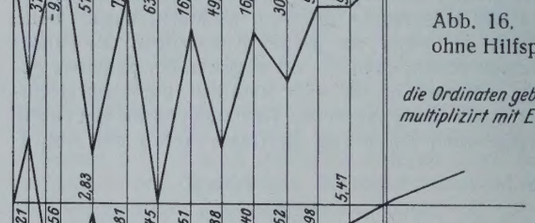


Abb. 17. Biegelinie für den Träger ohne Hilfspfosten für Last 1 in Punkt 6.

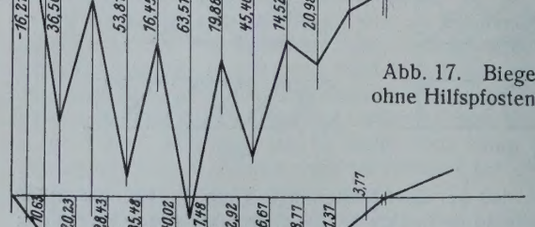


Abb. 18. Biegelinie für den Träger mit Hilfspfosten für Last 1 in Punkt 5'.

Querkräften der zugehörigen Felder. Der Träger nach Abb. 6, der als Hilfsstäbe nur die kurzen Pfosten aufweist, dürfte somit die denkbar sachlichste und einfachste Form des Parallelträgers darstellen, die daher auch zweifellos wirtschaftliche Vorteile gegenüber allen anderen Formen des Parallelträgers ergeben muß. Dies spiegelt sich auch in dem einfachen und klar gegliederten Aussehen des Trägers äußerlich wider.

[1]) Ich habe diese Konstruktion Anfang September 1928 für eine Parallelträgerbrücke von 86 m Stützweite im Reichsbahndirektionsbezirk Essen vorgeschlagen und sie ferner in meinem Wettbewerbentwurf für die Rheinbrücke Mannheim—Ludwigshafen verwendet. Unabhängig von mir ist dieselbe Konstruktion in ähnlicher Weise auch in einigen anderen Wettbewerbentwürfen für die Rheinbrücke Mannheim—Ludwigshafen verwendet worden. (Vergl. „Die Bautechnik" 1929, Heft 6, S. 79, u. Fortsetzungen.)

Diese Trägerform dürfte für Parallelträger von etwa 50 m Stützweite an aufwärts, wo ein oberer Windverband eingebaut werden kann, allen anderen Parallelträgerformen vorzuziehen sein. Nur für kleinere Stützweiten, also oben offene Brücken, bleibt das Strebenfachwerk nach Abb. 2 berechtigt, weil hier die Hilfspfosten die wichtige Aufgabe der Queraussteifung der Brücke übernehmen.

4. Die eben erkannten Eigenschaften des Rautenträgers mit Hilfspfosten machen ihn besonders auch zur Verwendung als durchlaufenden Träger ohne Gelenke auf drei oder mehr Stützen geeignet. Der stetige Verlauf der rechnerisch ermittelten Biegelinien macht diese zur Benutzung als Einflußlinien für die überzähligen, statisch nicht bestimmbaren Kräfte unter Anwendung des Maxwellschen Satzes geeignet, wozu die zickzackförmigen Biegelinien des Rautenträgers ohne Hilfspfosten ungeeignet sind. Da die Spannungen der zu demselben Strebenkreuzungspunkte gehörigen Ober- und Untergurtstäbe entgegengesetzt gleich und daher auch ihre Querschnitte gleich sind, können die Biegelinien ebenso wie beim einfachen Strebenfachwerk oder Pfostenfachwerk unter Vernachlässigung der Formänderung der Streben mit Hilfe des einfachen Verfahrens der w-Gewichte (gleich der Winkeländerung der Strebenkreuzungswinkel) ermittelt werden, wobei (vergl. Abb. 19)

$$w_m = \frac{2\,M_m\,a}{h^2\,E\,F^u} = \frac{2\,M_m\,a}{h^2\,E\,F^o}$$

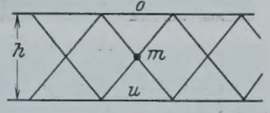


Abb. 19.

ist, unter der in den meisten Fällen wohl zutreffenden Voraussetzung, daß $F^o \approx F^u$ ist.

Als Beispiel hierzu betrachten wir den Träger auf vier Stützen, Abb. 20. Zunächst ist dazu zu bemerken, daß die Pfosten 6 und 12 (oder wenigstens einer davon) biegungsfest sein müssen, denn sonst ist der Träger labil. Entfernt man nämlich die Stützen B und C, so ist der dann entstehende Träger auf zwei Stützen bekanntlich labil. Nehmen wir den Punkt b als ruhend an und erteilen dem Punkte a die senkrecht

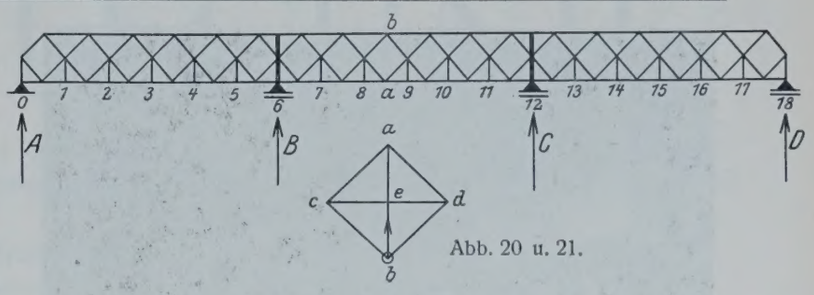


Abb. 20 u. 21.

aufwärts gerichtete augenblickliche Geschwindigkeit $b—a$, so fallen in dem Geschwindigkeitsplan Abb. 21 alle Knickpunkte des zu a gehörigen Strebenzuges mit dem Punkte a zusammen, desgleichen alle Knickpunkte des zu b gehörigen Strebenzuges mit b; die Kreuzungspunkte der Streben liegen abwechselnd in den Punkten c und d, während die Lastpunkte 0, 1, 2 usw. bis 18 sämtlich in den Punkt e fallen, also auch die Stützpunkte 0, 6, 12 und 18. Daraus folgt, daß die eben vorgenommene Verschiebung des Punktes b auch bei Vorhandensein der Stützen B und C möglich ist, denn die vier Punkte 0 — 6 — 12 — 18 des Trägers würden sich dabei alle um das gleiche Maß $b — e$ heben, was die vier Lager nicht hindern können, denn der ganze Träger kann sich einfach um dieses Maß ungehindert senken.

Der betrachtete Träger Abb. 20 ist nun mit den zwei biegungsfesten Pfosten innerlich einfach, im ganzen also dreifach statisch unbestimmt; für senkrechte Lasten sind indessen (vergl. die Einflußlinien Abb. 14) die Momente der biegungsfesten Pfosten stets $= 0$; seine Einflußlinien können also ohne weiteres unter Annahme eines zweifach statisch unbestimmten Trägers auf vier Stützen ermittelt werden.

Nur für schräg oder wagerecht wirkende Kräfte (Bremskräfte) ist der Träger dreifach statisch unbestimmt und muß dementsprechend behandelt werden.

Vermischtes.

Technische Hochschule Karlsruhe. Die Würde eines Ehrenbürgers wurde verliehen dem Prof. Dr.-Ing. ehr. Dr. phil. h. c. Hugo Junkers in Dessau, dem Schöpfer des Ganzmetallflugzeuges, in besonderer Anerkennung der Großtaten, die er für die Entwicklung der Luftfahrt als einer ihrer größten Pioniere geleistet hat.

Technische Hochschule Stuttgart. Die akademische Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber wurde verliehen Herrn Oskar Muy, Direktor der Zweigniederlassung Halle a. d. S. der Wayss & Freytag A.-G., in Anerkennung seiner großen Verdienste um die mustergültige konstruktive Durchbildung und die gute Gestaltung von Ingenieurbauwerken.[1])

Die 32. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins (E.V.) findet am 7., 8. und 9. März 1929 in Berlin statt.

Donnerstag, den 7. März, von 9,30 Uhr vorm. ab im Gelben Saale des Hotels „Der Kaiserhof", Wilhelmplatz 14: Innere Angelegenheiten des Vereins, nur für Mitglieder. Ferner von 14,00 bis 16,50 Uhr Vorträge für Mitglieder und Gäste im Beethovensaal der „Philharmonie", Eingang Köthener Straße 32:

1. Arbeiten am Kraftwerk Niederwartha, Prof. Dr.-Ing. Beyer, Dresden. 2. Der Bau der neuen Elektrizitätswerke der Compania Hispano Americana des Electricidad und der Compania Italo Argentina de Electricidad und der zugehörigen Hafenanlagen im Neuen Hafen von Buenos-Aires, Dr.-Ing. Arndt, Buenos-Aires.

Freitag, den 8. März, 9 bis 12,45 Uhr und 13,30 bis 16,10 Uhr, Ort wie vor: 3. Großmarkthalle Leipzig, Oberingenieur Dischinger der Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G., Wiesbaden-Biebrich. 4. Der Beton als Formbildner, Architekt Hanns Hopp, Königsberg. 5. Die Senkkastengründungen der neuen Rheinbrücken bei Düsseldorf, Köln und Duisburg, Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. Tils, Köln. 6. Instandsetzung und Verlängerung des Trockendocks VI der Deutschen Werke Kiel A.-G., Dipl.-Ing. Siegfried Kiehne, Kiel. 7. Über den Hafenbau in Helgoland, Hafenbaudirektor Eckhardt, Wilhelmshaven. 8. Ergebnisse der Mischmaschinenversuche, Prof. Dr.-Ing. Garbotz, Berlin, und Prof. Graf, Stuttgart.

Sonnabend, den 9. März, 9,30 bis 12,15 und 14,30 bis 16,00 Uhr, Ort wie vor: 9. Hochwertiger Beton unter Berücksichtigung der Darstellung im Vierstoffparallelogramm, Oberbaurat Dr. Spindel, Innsbruck. 10. Untersuchungen über die Zugfestigkeit von Zementmörtel und Beton, Dr.-Ing. Olsen, München. 11. Leichtbeton als Baustoff und hochwertiger Isolierstoff, Dipl.-Ing. Luft, München. 12. Leichtbeton als Baustoff, Regierungsbaumeister Ernst Fraenkel, Berlin. 13. Einleitung und Erläuterung zur Vorführung des Films vom Bau der Brücke von Plougastel, Oberbaurat Dr. von Emperger, Wien. Außerdem Mitteilungen und Besprechung etwa gestellter Fragen.

[1]) Herrn Dr.-Ing. ehr. Muy verdanken wir mehrfach wertvolle Beiträge für die „Bautechnik". Die Schriftleitung.

Auswechslung der Lohebrücke bei Klettendorf im Gleis Breslau—Schweidnitz mittels zweier 60-t-Krane, ausgeführt durch Beuchelt & Co., Grünberg i. Schlesien. In der Nacht vom 29. zum 30. September 1928 wurde in der Betriebspause von 0 bis 6 Uhr der alte eiserne Überbau (Schwedlerträger) mit einer Stützweite von 21,6 m und einem Gewicht einschließlich Schwellen von etwa 35 t gegen einen Blechträgerüberbau im Gewicht von etwa 60 t einschließlich Schwellen mittels zweier 60-t-Krane, die von der Reichsbahn-Direktion Breslau zur Verfügung gestellt worden waren, ausgewechselt.

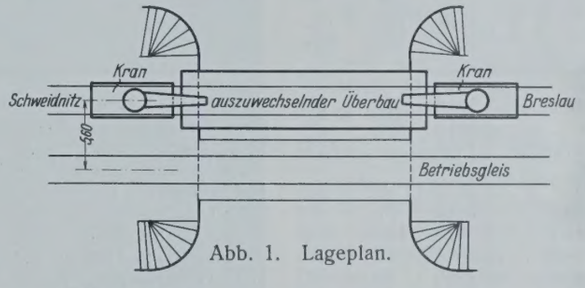


Abb. 1. Lageplan.

Der neue Überbau wurde auf dem Bahnhof Klettendorf neben der Ladestraße zusammengebaut, mit Brückenbalken versehen, und am Tage vor der Auswechslung mittels der beiden 60-t-Krane auf zwei SS-Wagen gesetzt. Da der neue Überbau in der für die Auswechslung vorgesehenen Betriebspause auf die Brücke im Betriebsgleis Schweidnitz—Breslau gefahren werden mußte, um von hier aus mittels der auf dem Nachbargleis vor und hinter der auszuwechselnden Brücke stehenden Krane eingesetzt zu werden, war es erforderlich, den Überbau so hoch zu verladen, daß seine Konstruktionsunterkante höher als Oberkante Obergurt der zu befahrenden Brücke lag. Aus diesem Grunde wurden auf den beiden gekuppelten SS-Wagen Schwellenstapel in der erforderlichen Höhe aufgebaut und darüber auf geschmierten Eisenplatten je ein eichener Brückenbalken als Schemel gelegt, auf die der neue Überbau abgesetzt wurde.

Die Anordnung eines Drehschemels war erforderlich, weil die Wagen auf dem Wege von der Zusammenbaustelle nach der etwa 1 km entfernt liegenden Verwendungsstelle verschiedene Weichen und eine Kurve mit einem Halbmesser von 300 m durchfahren mußten.

In derselben Weise wurden auch die Wagen, auf die der alte Überbau geladen und abgefahren wurde, ausgerüstet.

Das Heranfahren der beiden 60-t-Krane vom Bahnhof Klettendorf nach der Brückenstelle, das Abstützen der Krane mittels Stützspindeln und Stahlgußdruckplatten auf den bereits bei Tage verlegten Schwellenlagern sowie das Ausrichten der Krane und das Befestigen der Drahtseile am alten Überbau sowie deren Aufhängung an den Kranhaken (Abb. 1 u. 2)

Abb. 2. Herausheben des alten Überbaues.

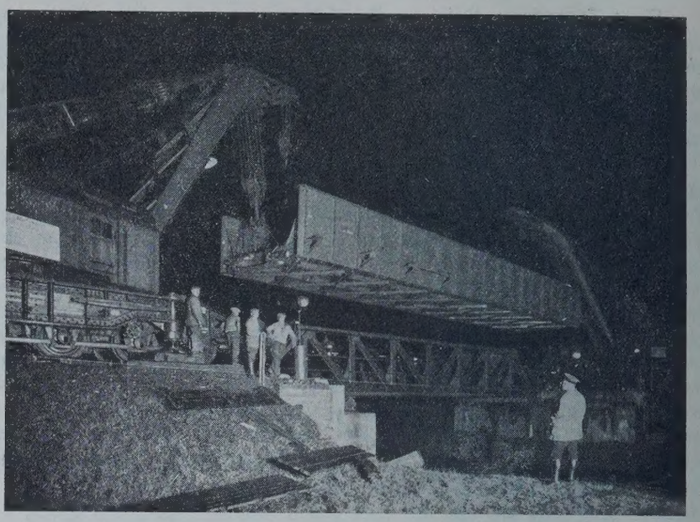


Abb. 3. Einsetzen des neuen Überbaues.

nahm ungefähr zwei Stunden in Anspruch. Das Herausheben des alten Überbaues und dessen Absetzen auf die im Nachbargleis auf der Brücke stehenden Wagen dauerte etwa 20 Minuten. Die zwecks Erneuerung der Auflagerbänke unter dem alten Überbau befindlichen Unterfangungsträger wurden ebenfalls mit den Kranen herausgehoben und mit dem alten Überbau verladen. Nun wurden die neuen Lager nebst Bleiplatten verlegt, die Wagen mit dem alten Überbau von der Brücke heruntergeschoben und die Wagen mit dem neuen Überbau auf die Brücke gefahren. Von hier aus wurde der neue Überbau mittels der Krane auf die neuen Lager eingesetzt (Abb. 3). Die beiden Krane mußten dabei gemäß der Gleismittenentfernung von 5,60 m ihre Ausladung um etwa 2,0 m verändern und dementsprechend zur Vermeidung des Schrägzuges ihre Ausleger heben bezw. senken. Verhältnismäßig lange Zeit, etwa $^3/_4$ Stunden, nahm das Einfädeln des Überbaues in die Lager in Anspruch.

Da der alte Schwedler-Überbau beim Transport zum Verladegleis unter einer Signalbrücke durchgefahren werden mußte, war es erforderlich, die ganze Obergurtung eines Hauptträgers abzutrennen, was durch das Schneidbrennverfahren innerhalb einer Stunde geschah.

Das Gleis Schweidnitz—Breslau war rechtzeitig frei geworden, so daß der nächste fahrplanmäßige Zug keinen Aufenthalt erlitt.

Besuch der deutschen Technischen Hochschulen im Winterhalbjahr 1928/29. Die Gesamtbesucherzahl war:

	a) Studierende	b) Fachhörer	c) Gasthörer	Insgesamt[1])	Davon: Deutsche	Davon: Ausländer	Ausländer deutsch. Abkunft
Aachen . . .	1018	42	810	1870 (1489)	1763	107	—
Berlin . . .	5813	258	396	6467 (5198)	—	—	—
Braunschweig .	1004	—	127	1131 (1062)	1060	71	—
Breslau . . .	—	—	—	— (892)	—	—	—
Danzig . . .	1614	56	233	1903 (1654)	—	—	—
Darmstadt . .	2513	27	218	2758 (2551)	—	—	—
Dresden . . .	2875	138	305	3318 (3037)	2813	357	148
Hannover . .	1926	72	181	2179 (1897)	2107	72	—
Karlsruhe . .	1246	40	237	1523 (1332)	1392	96	35
München . .	4115	47	171	4333 (4148)	4025	174	134
Stuttgart . .	1855	61	597	2513 (1668)	2415	54	44

[1]) Die eingeklammerten Zahlen bedeuten die Besucherzahl im Sommerhalbjahr 1928.

Von den Studierenden (a) gehörten an der Abteilung für:

	Ingenieurbauwesen	Architektur	Maschinenbau	Elektrotechnik	Chemie und Pharmazie	Hüttenkunde	Techn. Physik, Mathematik, Naturwissenschaft, Allgemeines
Aachen . . .	153	80	207	117	47	254	64
Berlin . . .	938	480	1653	1360	321	127	308
Braunschweig .	130	99	282	135	197	—	151
Breslau . . .	—	—	—	—	—	—	—
Danzig . . .	274	132	446	288	136	—	138
Darmstadt . .	303	263	865	540	142	—	400
Dresden . . .	287	220	907		266	—	1195
Hannover . .	367	197	756	410	108	—	88
Karlsruhe . .	190	171	438	271	104	—	72
München . .	628	367	1933		306	—	881
Stuttgart . .	303	337	571	243	207	4	190

Außerdem: Bergbau: Aachen 96, Berlin 265. — Schiff- und Schiffsmaschinenbau, Flugtechnik: Berlin 361, Danzig 200.

Preisausschreiben der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft für die neuen Rheinbrücken bei Ludwigshafen-Mannheim, Speyer und Maxau.[1]) In dem Wettbewerb für die Brücke bei Speyer hat das Preisgericht am 6./7. Februar 1929 folgende Preise zuerkannt:

einen ersten Preis von 9000 R.-M. dem Entwurf mit der Kennzahl 343 343, Verf. Baurat Dr.-Ing. Friedrich Voß, Kiel, unter Mitwirkung von Landesbaurat Klatt, Kiel;

einen zweiten Preis von 7000 R.-M. dem Entwurf mit der Kennzahl 222 221, Verf. Architekt Karl Rotermund, BDA, Bremen, Ingenieure: Richard Muhr, Paul Köpke, Reinhold Balcke und Walter Hannemann;

einen dritten Preis von 5000 R.-M. dem Entwurf mit der Kennzahl 220 146, Verf. Beuchelt & Co., Grünberg (Schlesien);

einen vierten Preis von 3000 R.-M. dem Entwurf mit der Kennzahl 145 000, Verf. Dr.-Ing. Georg Müller, Regierungsbaumeister, Privatdozent an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Lankwitz.

Zum Ankauf mit 1000 R.-M. wurden empfohlen:

der Entwurf mit der Kennzahl 300 128, Verf. MAN, Werk Gustavsburg, Gustavsburg bei Mainz, Grün & Bilfinger A.-G., Mannheim, künstlerischer Berater Baudirektor Abel, Köln, und der Entwurf mit der Kennzahl 0 002 800, Verf. Bruno Schulz, Berlin-Grunewald, in Verbindung mit Walter Straßmann, Magistratsoberbaurat, Berlin-Wilmersdorf, als Architekt.

Zum Ankauf mit 500 R.-M. wurden empfohlen:

der Entwurf mit der Kennzahl 242 168, Verf. Gesellschaft Harkort, Duisburg, mit Architekt Franz Brantzky, Köln; der Entwurf mit der Kennzahl 568 234, Verf. Dr.-Ing. Kirchhoff, Berlin W 9, und Hermann Honnef, Heidelberg; der Entwurf mit der Kennzahl 909 090, Verf. K. E. Leibbrand, Dipl.-Ing., Stuttgart, und der Entwurf mit der Kennzahl 270 000, Verf. Oberbaurat Alexander Brauer, Berlin-Wilmersdorf, Regierungsbaurat Dr.-Ing. Friedrich Herbst, Berlin NW 40, und Dipl.-Ing. Edgar Schmidt, Berlin-Lichterfelde.

Das Preisgericht für die Brücke bei Maxau tritt voraussichtlich am 14. März 1929 zusammen. Nach Abschluß der Arbeiten dieses Preisgerichts werden zunächst die Entwürfe für die Brücke bei Maxau und im Anschluß daran die Entwürfe für die Brücke bei Speyer in Berlin öffentlich ausgestellt werden. Näheres wird bei Bekanntgabe des Ergebnisses des Wettbewerbs für die Brücke bei Maxau noch mitgeteilt werden.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 20. Februar erschienene Heft 4 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Reg.-Baumeister Auberlen: Gegensätze und Berührungspunkte im deutschen und amerikanischen Ingenieurbauwesen. — Kuppel über der Zeremonienhalle im neuen israelitischen Friedhof in Wien. — Dr.-Ing. Béla Enyedi: Umgekehrte Kuppelkonstruktion. — Dipl.-Ing. A. Bonwetsch: Wasserabmeßapparat „System Voglsamer".

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1928, Heft 55, S. 844.

INHALT: Ein einheitlicher Maßstab zur Erdmassenermittlung von Damm und Einschnitt bei vollständigen und Anschnittprofilen. — Die Arbeiten der Reichswasserstraßenverwaltung im Jahre 1928 (Fortsetzung). — Der Hochwasserschutz an der Donau in Bayern (Schluß). — Der Rautenträger mit Anschluß der Querträger an Hilfspfosten in den Kreuzungspunkten der Streben. — Vermischtes: Technische Hochschule Karlsruhe. — Technische Hochschule Stuttgart. — 32. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins (E. V.). — Auswechslung der Lohebrücke bei Klettendorf im Gleis Breslau—Schweidnitz mittels zweier 60-t-Krane. — Besuch der deutschen Technischen Hochschulen im Winterhalbjahr 1928/29. — Preisausschreiben der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft für die neuen Rheinbrücken bei Ludwigshafen—Mannheim, Speyer und Maxau. — Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

7. Jahrgang | BERLIN, 1. März 1929 | Heft 9

Alle Rechte vorbehalten.

Der Einsturz der Stuttgarter Stadthalle.

Von Prof. Dr.-Ing. **Maier-Leibnitz**, Stuttgart.

Am 23. Juli 1925 stürzten, wie in der „Bautechnik" 1925, Heft 35, S. 473 kurz mitgeteilt, sechs Binder der Stadthalle in Stuttgart-Berg ein und bildeten nachher zusammen mit den übrigen schon aufgebrachten Dachteilen einen Trümmerhaufen, der in seiner ganzen Ausdehnung aus den Abb. 1, 2 u. 3 hervorgeht. Man beachte: Kurz vorher, am 16. April 1925, war bei der Ludwigshafener Ausstellungshalle der in der „Bautechnik" 1926, Heft 33, S. 474 erwähnte große Unfall vorgekommen, und außerdem Anfang Juli 1925 ein kleinerer Unfall an der Eßlinger

Abb. 1.

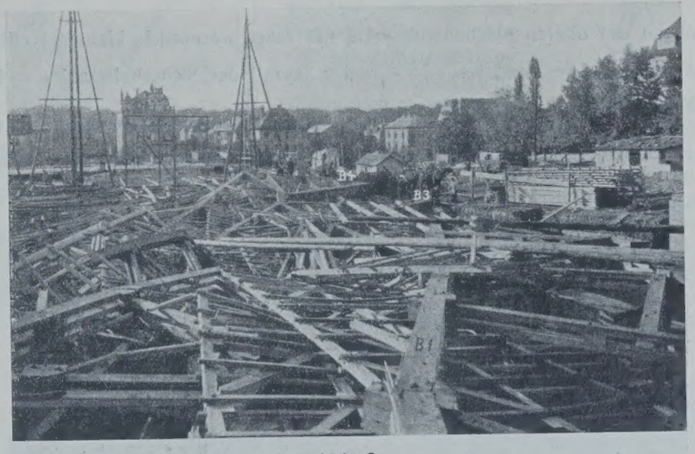


Abb. 2.

Sängerhalle (vergl. „Die Bautechnik" 1928, Heft 46, S. 679). Die ganze Angelegenheit fand ihre gerichtliche Erledigung in einer Hauptverhandlung vor dem großen Schöffengericht Stuttgart, in deren Verlauf der letzte von denen, gegen die ursprünglich die Voruntersuchung eingeleitet worden war, am 3. Dezember 1928 freigesprochen wurde. Unter Verzicht auf die Besprechung der bei der dreijährigen gerichtlichen Untersuchung aufgerollten Rechtsfragen sei im folgenden nur auf den technischen Teil des Einsturzes und der Einsturzursachen eingegangen.

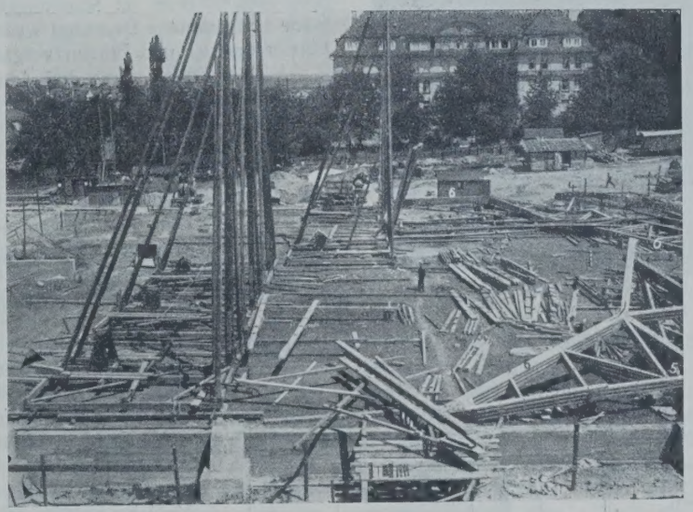


Abb. 3.

Die wichtigsten Teile des ursprünglich geplanten Traggerippes, von dem der bis zum 23. 7. 1925 fertiggestellte Teil eingestürzt ist, waren:

a) 12 Binder, als Dreigelenkbogen in Fachwerksystem ausgebildet, mit einer Stützweite von 49,80 m, einer Gelenkhöhe von 19 m über Hallenfußboden und einem Abstande (Bundweite) von 7,70 m,

b) 16 Pfettenstränge, die aus einfachen, parallelgurtigen Fachwerkbalkenträgern von 7,7 m Stützweite zusammengesetzt sind und zur Aufnahme der Dachlasten und zu deren Weiterleitung auf die Binder dienen,

c) Längswände zwischen den Stielen der Binder,

d) Giebelwände in 7,7 m Abstand von den Mittelebenen des ersten und letzten Binders. Den architektonischen Entwurf der Halle zeigen die Abb. 4a bis c. Die Pfettenlage mußte jeweils der aus Abb. 4b ersichtlichen Konstruktion für die teilweise indirekt stattfindende Zuführung des Tageslichts angepaßt werden.

Der Aufbau des Traggerippes war so gedacht, daß die fertige Halle ihre Sicherung gegen in der Hallenlängsrichtung auftretende Kräfte (z. B. Winddruck auf die Giebelwände) durch die für sich standfähigen Giebelwände erhalten hätte. Irgendwelche weitere Sicherungen waren nicht vorgesehen. Die Giebelwände sollten erst nach Aufstellung der Binder errichtet werden. Während des Montierungszustandes hatte also das Traggerippe in sich keine weitere Sicherung parallel zu den Längswänden, es war, wie im folgenden weiter ausgeführt wird, an sich labil und hätte gegen Längskräfte während der ganzen Montierungsdauer der zwischen Binder Nr. 1 bis 12 befindlichen Teile aufs sorgfältigste mit besonderen Hilfskonstruktionen ausgesteift werden sollen. Die sonst übliche, sozusagen „traditionelle" Längssicherung, die darin besteht, daß zwischen einzelnen Binderpaaren in den durch den Obergurt der Binder gebildeten Flächen zwischen den Pfetten Winddiagonalen eingelegt werden, fehlte vollständig. Die Verhältnisse der Baustelle während des Aufziehens des dritten Binders zeigt Abb. 5. Der Bauzustand kurz vor dem Einsturz ist, wie auch durch die Hauptverhandlung bestätigt wurde, zutreffend in Abb. 6 u. 7 dargestellt. An Verstrebungen für Kräfte in der Richtung Nordwest nach Südost (Neckarstraße nach Villa Berg) — nach dieser Richtung ist der Bau eingestürzt — standen nur die sechs Streben D_1 bis D_6 zur Verfügung, über deren Länge und Anordnung alles Wissenswerte aus Abb. 6 u. 7 hervorgeht. In der Verhandlung wurde festgestellt, daß in der Richtung Neckarstraße innerhalb der Binderstützweite kein versteifendes Seil vorhanden war. Ein solches wäre ja auch bei der aus Abb. 5 ersichtlichen Art des Hochziehens der Binder hinderlich gewesen. Mit Hilfe eines Einstellseils, das nach der Neckarstraße zu ging, wurden die Binder jeweils nach dem Aufziehen genau senkrecht eingestellt. Nimmt man als durchschnittliche, sicher nicht zu kleine Strebenstärke 20 cm an, und berücksichtigt man die vielleicht nicht ganz einwandfreie Strebenbefestigung und Verbindung der Strebenteile miteinander überhaupt nicht, so lassen sich die Längskräfte H, die im Gleichgewicht mit den am oberen Strebenende äußerstenfalls möglichen wagerechten Widerständen sind, aus den Strebenhöchstlasten (Bruchlasten, berechnet unter Berücksichtigung des Strebeneigengewichts) berechnen. Zu beachten ist, daß durch eine solche Längskraft H eine Strebendruckkraft D und eine das Bindergewicht vermindernde Kraft V entsteht (Abb. 9). Die vier mittleren Streben D_2 bis D_5 können höchstens zusammen eine dem Bruchzustande der Streben entsprechende, in Hallenlängsrichtung wirkende Kraft $\Sigma H = 3{,}55$ t aufnehmen, wahrscheinlich wegen der dabei auftretenden großen Formände-

Abb. 4a.

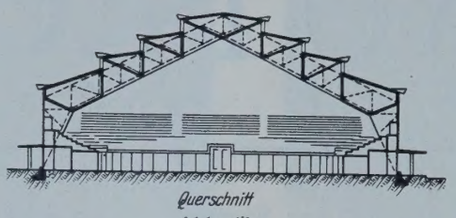


Abb. 4b.

Abb. 4c.

rungen der oberen Strebenendpunkte nur einer wesentlich kleinen Kraft. Die zulässige Kraft ist $\frac{\Sigma H}{\nu}$ und z. B. mit der Sicherheitszahl $\nu = 4$ $\frac{\Sigma H}{\nu} = \frac{3{,}55}{4} = 0{,}9$ t. Würde man die zulässigen Strebenkräfte mit der üblichen Bemessungsformel $J_{erf} = 70\, P\, l^2$ rechnen, so ergäbe sich

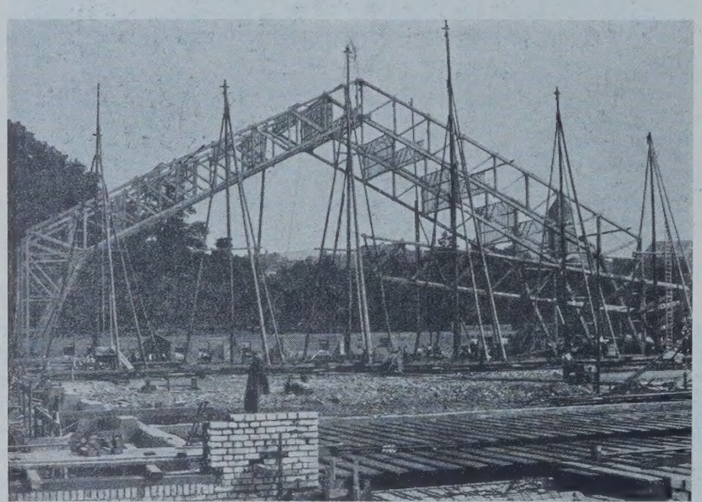


Abb. 5.

für das zulässige ΣH noch ein wesentlich kleinerer Wert als 0,9 t. Legt man für einen Binder zwischen den Knotenpunkten VII und VII eine Windangriffsfläche von 40 m² zugrunde, für die sechs Binder also, wenn man sich die Winddrücke auf jedem Binder gleich groß vorstellt, also ähnlich wie bei den Berechnungsgrundlagen eiserner Brücken, so ergibt sich im ganzen eine Windangriffsfläche von 240 m² (wobei der Wind auf die Pfetten und Sparren gar nicht berücksichtigt ist) und damit ein die Standsicherheit gefährdender Winddruck von $\frac{3550}{240} = 15$ kg/m² und ein sozusagen zulässiger Winddruck von $\frac{900}{240} \approx 4$ kg/m², gegenüber dem bei Fertigbauten, übrigens auch für Rüstungen vorgeschriebenen Werte von 125 bis 150 kg/m². Wenn irgend eine der für die Zerstörung verantwortlichen oder bei der Ausführung beteiligten Personen eine derartige einfache Überlegung angestellt hätte, so hätte man sich auf die ausschließliche Längssicherung durch die Streben nicht verlassen. Verhängnisvoll war auch die bei einem großen Teil der Beteiligten herrschende Meinung, daß nach Aufbringen der Pfetten ein räumliches widerstandsfähiges Traggerippe entstehe, das die Verstrebungen D1 bis D6 eigentlich überflüssig mache. Es war also den Beteiligten der in den Unfallverhütungsvorschriften für die Montage von Eisenkonstruktionen in § 16 aufgestellte Grundsatz vollständig unbekannt. Dieser lautet: „Bei der Aufstellung von Bindern usw. sind außer den für ihre Standsicherheit notwendigen Vorrichtungen zum Abfangen der zuerst aufgestellten Teile beim weiteren Fortschreiten der Arbeiten sogleich auch genügend starke Diagonalverstrebungen (Sturmverbände) anzubringen. Der einfache Längsverband (d. h. im vorliegenden Fall die Fachwerkpfetten) genügt in keinem Falle.“ Die Pfetten waren übrigens seitlich an den Binderpfosten gelagert und soweit sich feststellen ließ, nur durch Vernagelung miteinander und den Bindern verbunden. Nach einer Zeugenaussage soll die endgültige Pfettenbefestigung vor dem Einsturz überhaupt noch nicht geklärt gewesen sein.

Schon aus dem vorhergehenden läßt sich auf die Ursache des Einsturzvorganges schließen. Betrachtet man aber noch die Binder unter ihrer Eigenlast und die dieser entsprechende Stützlinie, deren Knicklänge in der Projektion 49,8 m betrug, bedenkt man ferner, daß die seitliche Bindersteifigkeit bei dreiteiligem Gurtquerschnitt wesentlich kleiner war, als dem rechnungsmäßigen Querschnitt entspricht, und daß diese durch das Spiel des Bolzens im Scheitelgelenk und durch die Art der Gurtstöße (ohne vollkommene Deckung) wesentlich vermindert war, so läßt sich über Einsturzursache und Einsturzvorgang folgendes aussprechen:

1. Die Binder waren bei dem aufgebrachten Teil der ständigen Last vollkommen labil, d. h. sie wären ohne weitere Abstützung schon bei Hinzutritt geringfügiger Kräfte rechtwinklig zu der Binderebene ausgeknickt und dadurch in der Nähe des Gelenks auseinandergebrochen.

2. Durch Wind in der Längsrichtung der Halle werden die in der Abb. 10 eingezeichneten Kräfte V und S wirksam. Durch V wird ein Teil der ständigen Last des ersten Binders aufgehoben. Dadurch tritt bei ihm, nicht bei den anderen Bindern, seine Eigensteifigkeit in Wirksamkeit, die bei Standfestigkeitsberechnungen sonst ganz unberücksichtigt bleibt.

3. Nach Überwindung der Tragfähigkeit der schrägen Abstützungen infolge entsprechend großer Kräfte S (durch Winddruck von höchstens 15 kg/m²) und der Eigensteifigkeit nur des ersten Binders (bei den anderen Bindern war sie wie gesagt unwirksam, weil sie schon an und für sich an der Knickgrenze waren, d. h. labil waren) trat der Einsturz ein. Der diesen verursachende Winddruck war nicht viel größer als 15 kg für 1 m² rechtwinklig getroffener Fläche.

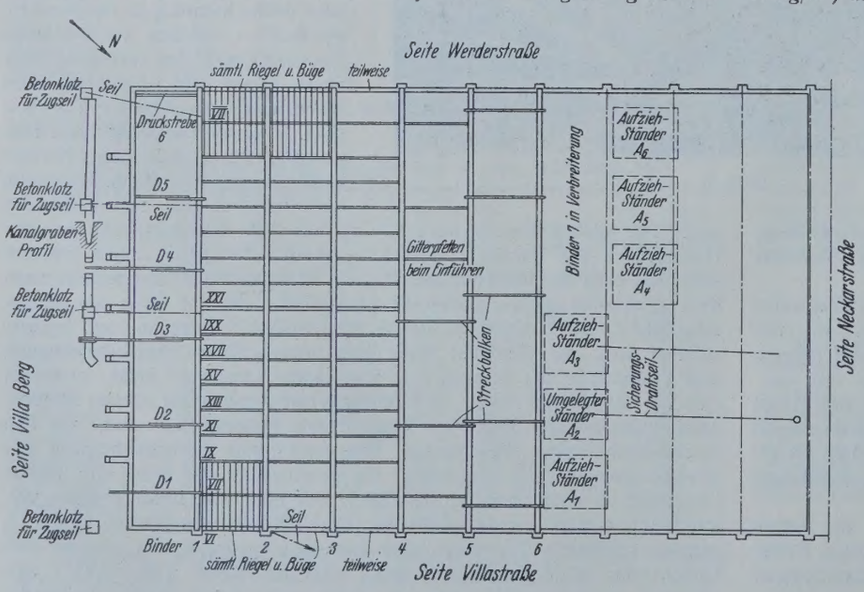


Abb. 6.

Die „gedrehte“ Lage der eingestürzten Binder (Abb. 1, 8) Nr. 1 bis 5 läßt sich leicht an Hand eines Modells erklären, bei dem, wie durch die Längswände, die äußeren Binderstiele beim Einwirkenlassen der Längskräfte anfangs gehalten werden. Was den Binder Nr. 6 anbelangt, so ist dieser erst nachträglich auf den schon vorher mit den anderen umgefallenen Binder Nr. 5 gefallen. Das Lichtbild Abb. 1 zeigt deutlich, wie er auf dem gedrehten Binder Nr. 5 liegt. Daß er seine natürliche Lage beim Sturz beibehalten hat, rührt daher, daß seine Stiele durch eingebaute Längswände nicht gehindert waren, daß er nur mit Streckbalken mit Binder Nr. 5 verbunden war, von denen sich der mittlere bei der „Drehung“ des Binders Nr. 5 loslösen konnte, und vor allem daher, daß er zunächst noch am Aufzugsständer A_2 hing, den er bei seinem eigenen Umgerissenwerden mit umlegte. Gerade der Binder Nr. 6 war durch seine Verbindung mit dem Aufzugständer A_2, der richtig nach hinten verseilt war, verhältnismäßig gut gesichert. Die Möglichkeit, daß der sechste Binder durch Umfallen die anderen Binder mitgerissen hätte, erscheint nac

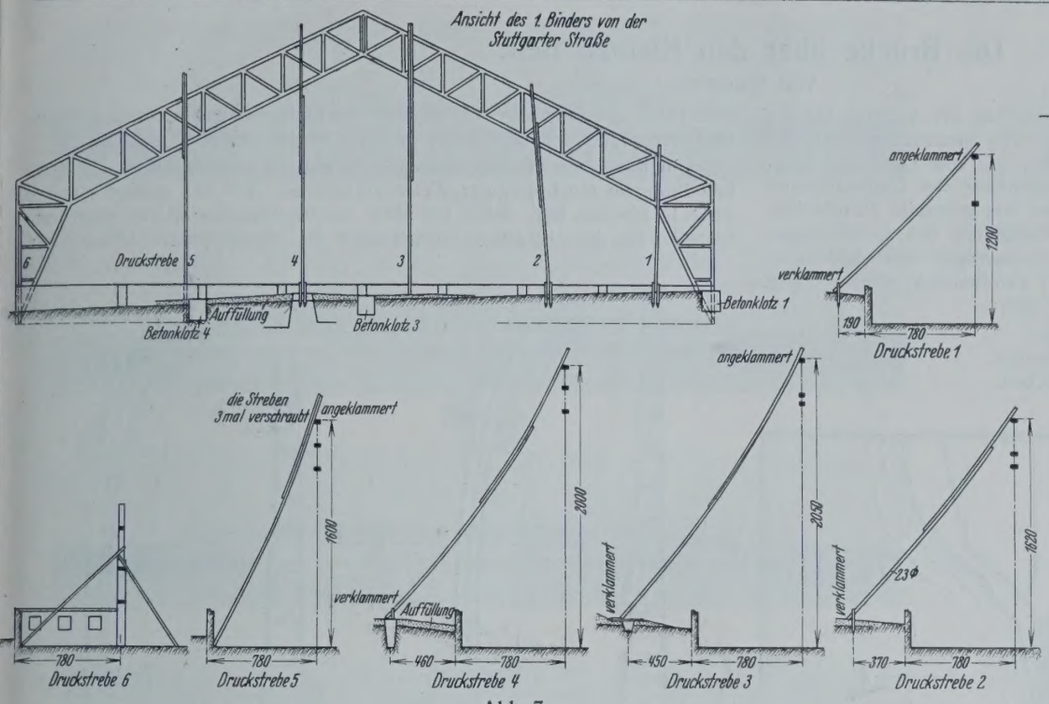


Abb. 7.

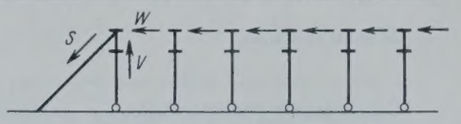


Abb. 10.

b) Verbindung des ersten und zweiten Binders zu einem räumlichen Tragwerk, das genügende Sicherheit gegen Wind und auch gegen Unfälle bei der Montierung weiterer Bauteile bietet, falls nicht sonstwie für eine genügende Längssicherheit gesorgt wird. An dieses Raumtragwerk lehnen sich die weiteren Binder an. Nur so sind die an den fertig aufgestellten Bauteilen, z. B. mit dem Aufbringen der Dachhaut oder mit anderen Arbeiten beschäftigten, auf gar keine Gefahr vorbereiteten Arbeiter, die unter Umständen zu einer ganz anderen Baufirma gehören, nicht gefährdet.

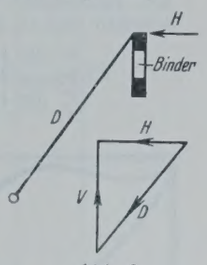


Abb. 9.

Über die im vorliegenden Falle gewählte einseitige Abstützung des Binders 1 durch Streben ist zu sagen, daß sie wegen der Gefahr des Abhebens der Binder durch die oben erwähnten Kräfte V (Abb. 10) ungeeignet ist, auch dann, wenn, wie es hätte geschehen sollen, die Streben durch bockförmige Zwischenböcke gesichert gewesen wären.

Man sieht aber, trotz der Unzulänglichkeit der Abstützung des ersten

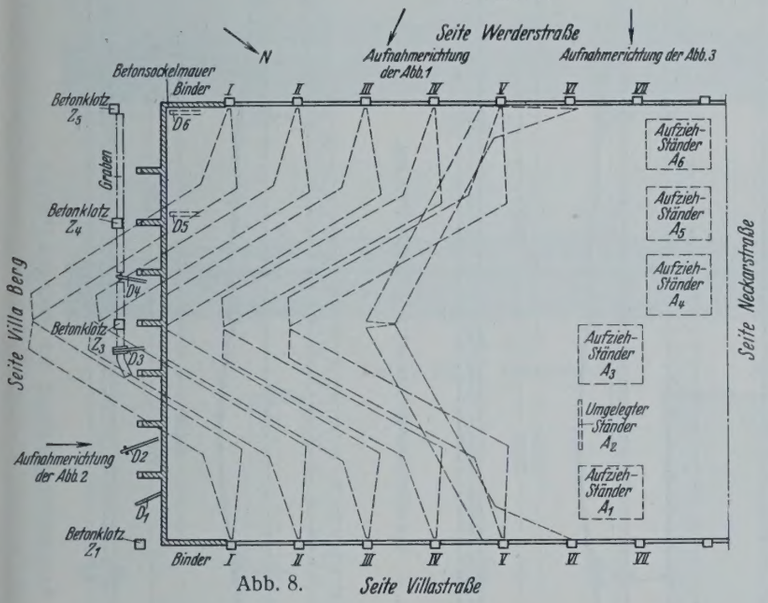


Abb. 8.

Abb. 11.

der im vorstehenden geschilderten Sachlage übrigens schon auf Grund der Bilder des Trümmerfeldes als vollkommen ausgeschlossen. Was den in Abb. 6 bis 8 eingezeichneten Graben anbelangt, so wurden von ihm nur die Streben D_3 und D_4 berührt. Wie nachgewiesen ist, war ihre Tragfähigkeit höchstens je 1200 kg. Sie waren jeweils auf der Seite der hinteren Grabenwand abgestützt. Die kleinen Kräfte (= etwa dem dreifachen des Stützeneigengewichts) konnten sicher kurz vor dem Zusammensturz noch auf den Boden weitergeleitet werden. Wie aus einzelnen Zeugenaussagen zu entnehmen ist, konnten wesentliche Eindrückungen an der Druckübertragungsstelle am Boden gar nicht beobachtet werden. Die anfangs sehr aufgebauschte Grabenfrage erscheint demnach als vollständig belanglos.

Der Zweck der vorstehenden, mit Rücksicht auf den zur Verfügung stehenden Raum nur kurzen Abhandlung ist, die an derartigen Aufstellungsarbeiten beteiligten, vor allem auch mit der Überwachung betrauten Kreise darauf aufmerksam zu machen, daß alles getan werden muß, um solche leider selten ausführlich bekanntgegebenen Unfälle wie der an der Stuttgarter Stadthalle, bei der übrigens 13 Arbeiter, darunter einer tötlich, verunglückten, zu vermeiden. Als wesentliche Gesichtspunkte sind zu beachten:

a) Vorsicht bei der Aufstellung des ersten und zweiten Binders, wobei einer Gefährdung dieser Teile durch einen plötzlich eintretenden Sturm kaum vollkommen Rechnung getragen werden kann. Dies ist aber nicht von allzu großer Bedeutung, weil die mit dieser Arbeit betrauten Leute auf der Hut und auf die Gefahrmöglichkeit vorbereitet sind.

Binders wäre die Katastrophe nicht eingetreten, wenn Winddiagonalen wenigstens zwischen den verankerten Bindern 1 und 2 eingebaut worden wären. Selbst bei einfachen eisernen Dachkonstruktionen und natürlich erst recht bei Hallenbauten sind sonst derartige sogenannte Windverbände üblich. Sie wurden früher in jedem zweiten Binderfelde eingeschaltet, neuerdings mindestens in jedem vierten bis sechsten Felde, und zwar auch dann, wenn die Giebelwände für sich gegen Winddruck widerstandsfähig sind. Diese die Standsicherheit der Binder sichernden Windverbände haben sich in der langjährigen Tradition beim Bau von einigermaßen weitgespannten sogenannten freitragenden Dachkonstruktionen bewährt und als notwendig erwiesen. In den Konstruktionsübungen an technischen Hoch- und Mittelschulen wird ihre Notwendigkeit jahraus, jahrein betont. Durch mehrere solche Verbände wird eine weitere Gefahr gebannt, die auch im vorliegenden Falle bestand. Trifft der Wind auf mehrere Binder hintereinander, so summieren sich die Längskräfte in den Pfetten und bringen diese unter Umständen zum Ausknicken. Wenn bei Stahlkonstruktionen mit den verhältnismäßig kleinen Windangriffsflächen der Einbau von Sturmstreben Unfallverhütungsvorschrift ist und damit unzweifelhaft als anerkannte Regel der Baukunst gilt, so ist diese Regel erst recht bei Holzbindern mit großen Windangriffsflächen zu beachten, besonders dann, wenn wie bei Bogenbindern die Eigensteifigkeit des Binders gar nicht nennenswert ist. Jedenfalls darf man, wenn man von dieser Regel abweicht, es nicht dem statisch nicht genügend einsichtigen Praktiker überlassen, welche besonderen, der altbewährten Regel gleichwertigen Vorkehrungen bei der Montierung getroffen werden müssen, damit dabei ein Einsturz vermieden wird.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Brücke über den Kleinen Belt.

Von **Schaper.**

Das Ergebnis der internationalen Ausschreibung der Arbeiten für die vereinigte Eisenbahn- und Straßenbrücke über den Kleinen Belt liegt jetzt vor. Der internationale Beurteilungsausschuß[1]), der vom Dänischen Ministerium der öffentlichen Arbeiten zur Begutachtung der eingegangenen Entwürfe eingesetzt war, hat gesprochen, und das genannte Ministerium hat die Arbeiten in Anlehnung an das Gutachten des Beurteilungsausschusses vergeben. Die Ausschreibungsbedingungen sind bereits in der „Bautechnik" 1928, Heft 35, S. 504 u. f., veröffentlicht worden. Die Arbeiten sind in drei große Abschnitte gegliedert:

A. die Herstellung der Strompfeiler.
B. die Herstellung der Stromüberbauten.
C. die Herstellung der Vorlandbrücken.

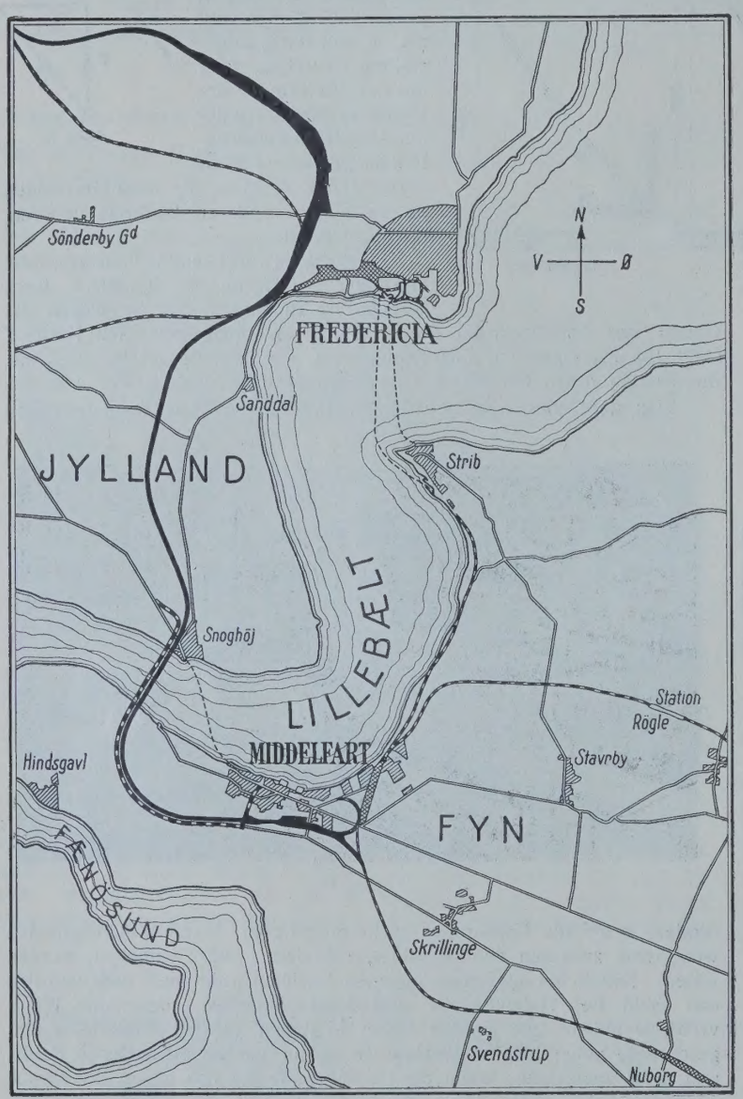


Abb. 1. Lageplan.

Es stand den Anbietern frei, auf die einzelnen Abschnitte getrennt oder auf das ganze Unternehmen Angebote abzugeben. Auf den Abschnitt A sind 7, auf den Abschnit B 9, auf den Abschnitt C 16 Angebote rechtzeitig eingegangen.

Die geplante Brücke wird südlich von Fredericia bei Middelfart (Abb. 1) den Kleinen Belt überschreiten. Auf ihr soll eine zweispurige Straße und eine zweigleisige Haupteisenbahn überführt werden. Die Eisenbahnüberführung tritt an die Stelle der Eisenbahnfährverbindung bei Fredericia. Die Straße auf der Brücke soll Chausseen, die an den Ufern des Kleinen Belt bei Middelfart und Snoghöj endigen, verbinden. Aus dem Übersichtsplan (Abb. 1) ist die Lage der Brücke, die Linienführung der neuen Eisenbahnverbindung und die Fährverbindung zu ersehen.

Die dänischen Staatseisenbahnen hatten die Unterlagen für die Ausschreibung in mustergültiger Weise vorbereitet. Bei den großen Wassertiefen im Kleinen Belt, die in der Mitte des Meeresarmes 39,5 m erreichen, kommen für die eigentliche Strombrücke nur weitgespannte Überbauten

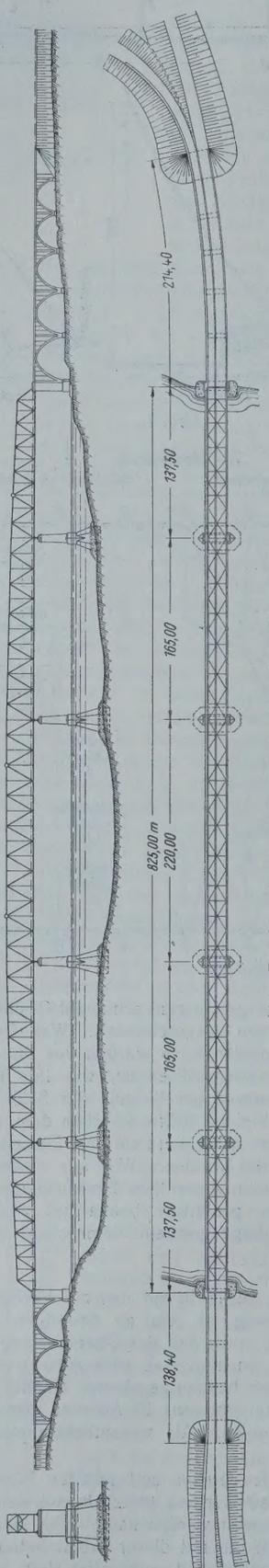


Abb. 7. Ausschreibungsentwurf mit hohen Pfeilern.

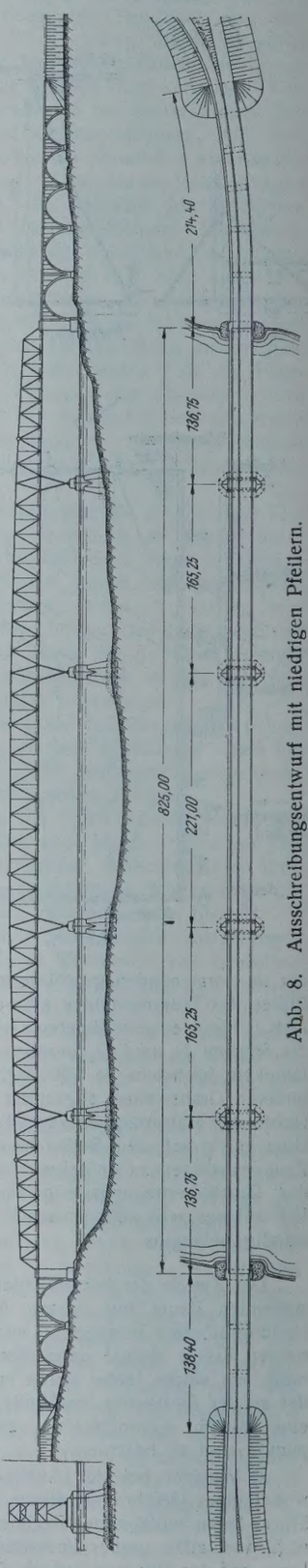


Abb. 8. Ausschreibungsentwurf mit niedrigen Pfeilern.

[1]) Diesem Ausschuß gehörten an: Banechef Flensborg von der Generaldirektion der dänischen Staatsbahnen, Ingenieur-General Grut aus Kopenhagen, Prof. Schönweller von der Technischen Hochschule Kopenhagen, Ingenieur-Major Nilsson aus Stockholm, der Verfasser dieser Abhandlung und Prof. Engelund aus Kopenhagen als Sekretär.

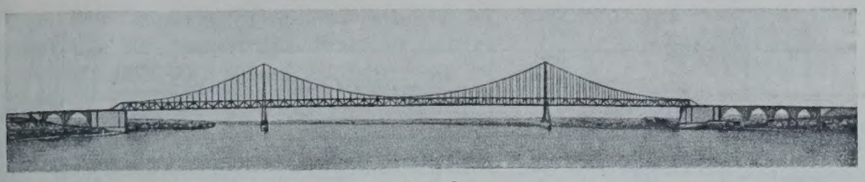


Abb. 2.

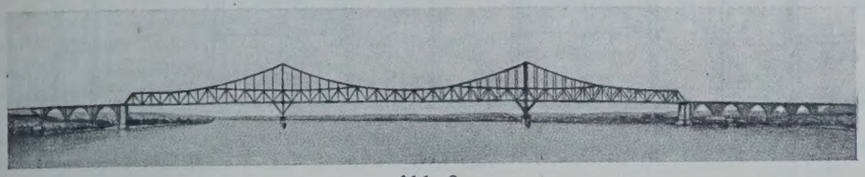


Abb. 3.

Abb. 4.

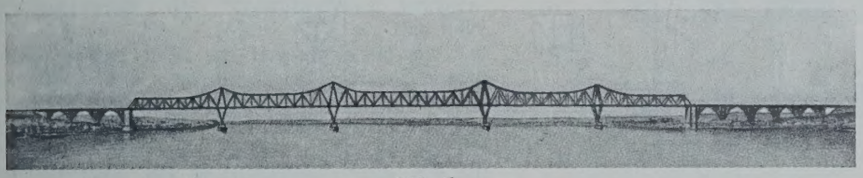


Abb. 5.

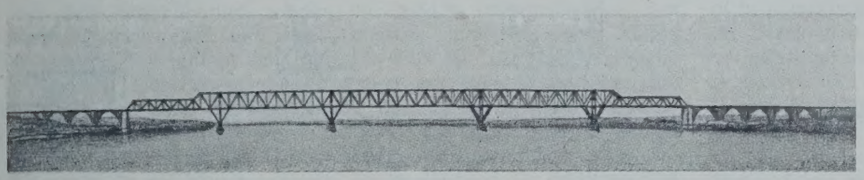


Abb. 6.

Abb. 2 bis 6. Vorentwürfe.

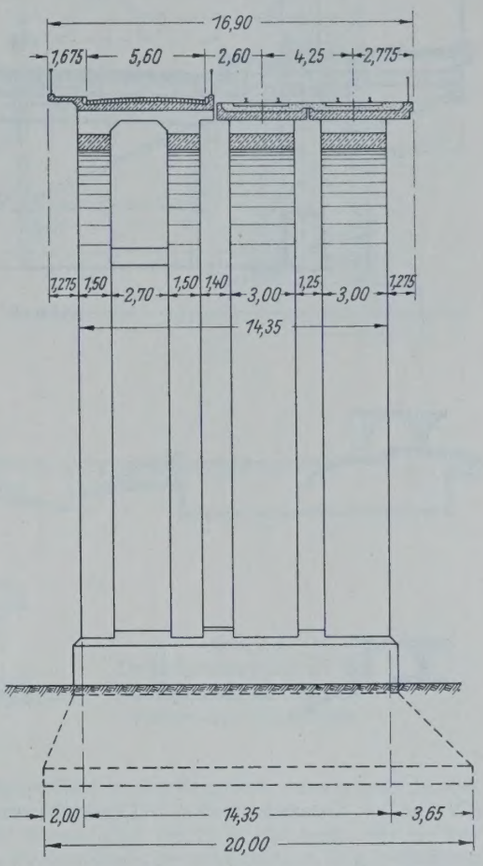
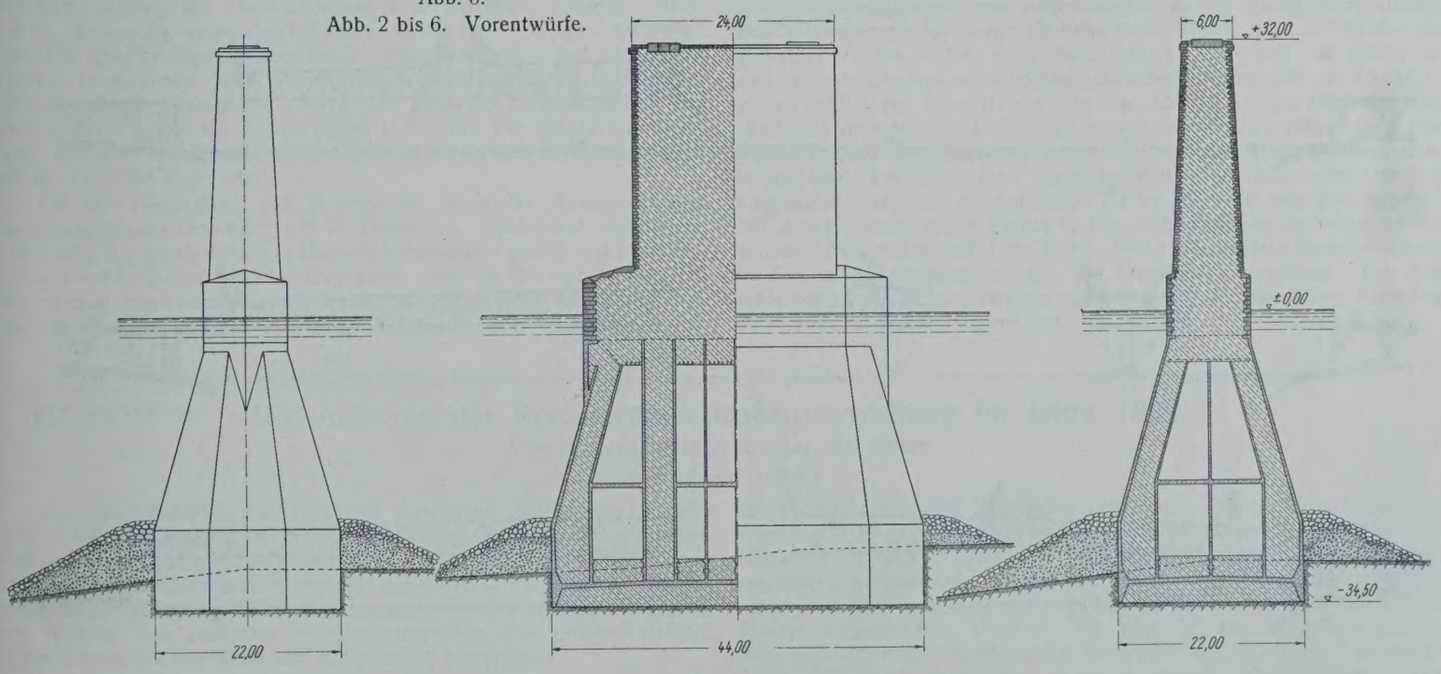


Abb. 10.
Querschnitt durch die Flutüberbauten.



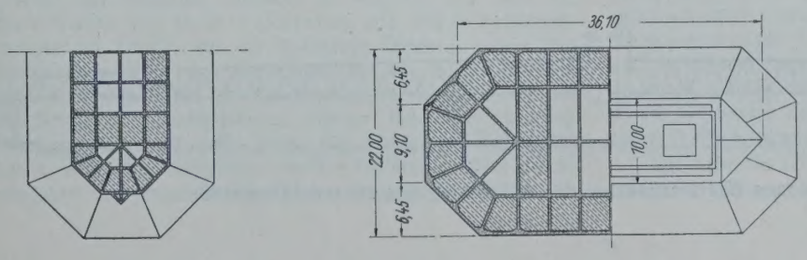


Abb. 11. Strompfeiler.

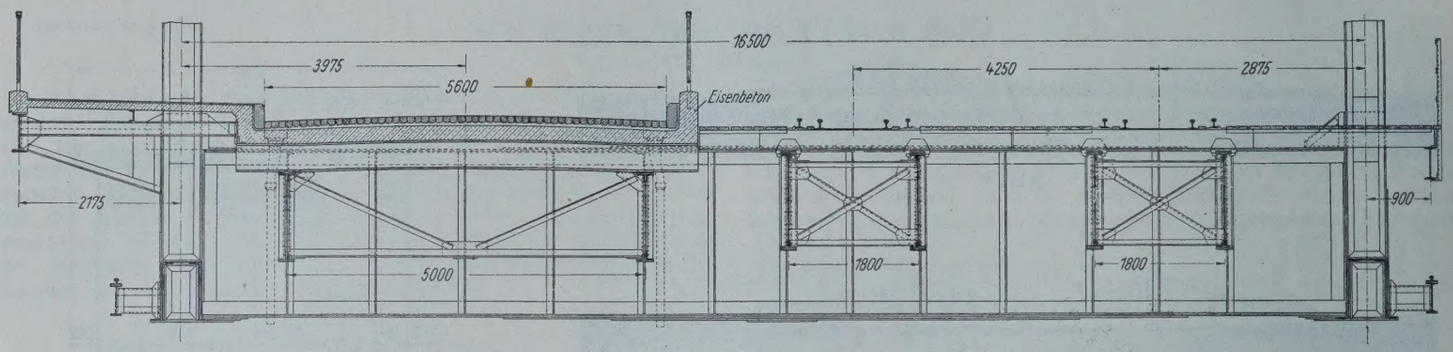


Abb. 9. Querschnitt durch die Fahrbahn der Stromüberbauten.

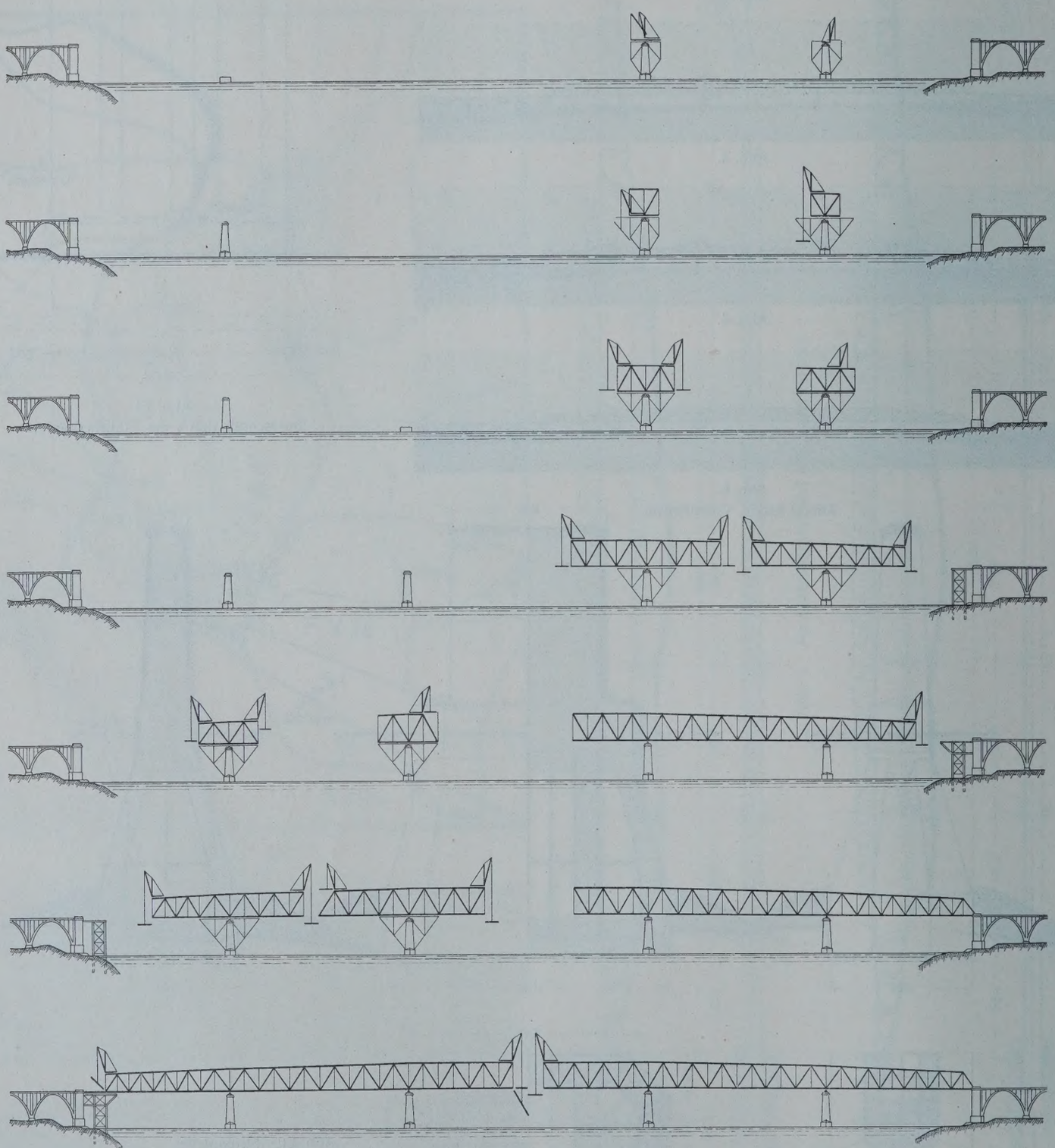


Abb. 12. Die verschiedenen Bauzustände bei der Aufstellung der eisernen Überbauten.

in Frage. Die dänischen Staatsbahnen hatten für die Überbrückung des Meeresarmes, bevor sie sich zu der der Ausschreibung zugrunde liegenden Form der Stromüberbauten entschlossen, fünf Vorentwürfe bearbeitet, die in Abb. 2 bis 6 dargestellt sind, und zwar zwei Überbauten in Hängebrückenform mit nur zwei Strompfeilern (Abb. 2 u. 3), zwei Überbauten in Balkenträgerform mit spitzenförmigem Anstieg der Obergurte der Hauptträger über den vier Strompfeilern (Abb. 4 u 5) und ein Überbau in Balkenträgerform mit parallelgurtigen Hauptträgern, die in den äußersten der fünf Stromöffnungen abgestuft sind (Abb. 6). Der Ausschreibung lagen die beiden in Abb. 7 u. 8 wiedergegebenen Überbauformen zugrunde. Sie unterscheiden sich nur dadurch voneinander, daß die Überbauten das eine Mal (Abb. 7) auf hohen Pfeilern, das andere Mal (Abb. 8) durch dreieckförmige, an die Hauptträger angesetzte Füße auf niedrigen Pfeilern gelagert sind. Die Überbauten sind Gerberträger mit je einem Gelenk in den äußersten der fünf Stromöffnungen und mit zwei Gelenken in der mittelsten Öffnung. Die Punkte des Obergurtes liegen auf einer Parabel, zwischen diesen Punkten verlaufen die Obergurte geradlinig. An den Enden sind die Überbauten abgeschrägt. Die Ausfachung besteht aus fallenden und steigenden Streben und Hilfspfosten. Die Stützweiten des Stromüberbaues betragen: 137,5 — 165 — 220 — 165 — 137,5 m. Das linke Vorland ist mit drei, das rechte Vorland mit fünf Eisenbetongewölben überbrückt. Die linken Vorlandüberbauten und der Stromüberbau liegen in der Geraden, die rechten Vorlandüberbauten in der Krümmung. Die schlichte, natürliche, in sich geschlossene Form des Stromüberbaues paßt sich mit den Gewölben der Vorlandüberbauten vortrefflich in die Landschaft ein.

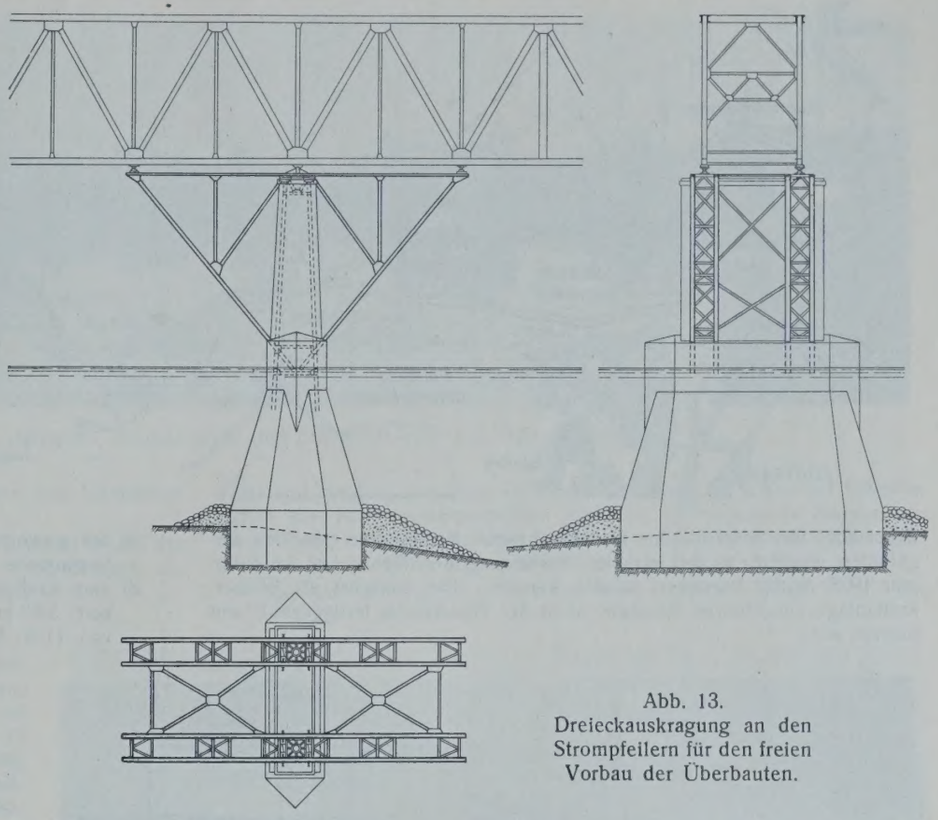


Abb. 13.
Dreieckauskragung an den Strompfeilern für den freien Vorbau der Überbauten.

Auf dem Stromüberbau werden die beiden Eisenbahngleise von hölzernen Querschwellen und zwei Längsträgersträngen, deren Mitten 4,25 m voneinander entfernt sind, getragen (Abb. 9). Die Straßenfahrbahn ist 5,6 m breit. Die Fahrbahndecke besteht aus Granitkleinpflaster, die Fahrbahntafel aus einer Eisenbetonplatte, die von eisernen, kleinen Querträgern gestützt wird. Diese ruhen auf zwei 5 m voneinander entfernten Längsträgern auf, die an den Hauptquerträgern angeschlossen sind. Auf der Innenseite ist die Eisenbetonplatte zur Begrenzung der Fahrbahn und zur Unterstützung des Abschlußgeländers in die Höhe gezogen. Auch auf der Außenseite ist die Fahrbahndecke in die Höhe gezogen und weiter seitwärts als Fußsteigtafel ausgekragt. Die Einzelheiten sind aus Abb. 9 deutlich zu erkennen. Die Gewölbe der Vorlandüberbauten sind in fünf Streifen aufgelöst, von denen zwei je 3 m breite die Eisenbahngleise und zwei je 1,5 m breite die Straße tragen (Abb. 10). Die beiden Fahrbahntafeln bestehen aus Eisenbeton und sind mit einzelnen Eisenbetonsäulen auf die Gewölbe abgestützt.

Für die Herstellung der Strompfeiler sahen die Ausschreibungsbedingungen eine Gründung mit Druckluft vor. Senkkasten und untere Pfeilerteile, die durch Wände in einzelne hohle Zellen geteilt sind (Abb. 11), sollen aus Eisenbeton am Ufer hergestellt, dann an Ort und Stelle ihrer Verwendung geschwommen, hier auf vorher geschüttete Inseln aus Kies und Geröll durch Eingabe von Ballast abgesetzt und von hier aus mit Druckluft auf die endgültige Tiefe in den Baugrund, der aus ganz feinem, dicht gelagertem und wasserdichtem Ton besteht, abgesenkt werden. Da die Druckluftarbeiten bei Wassertiefen von 30 m und mehr, wie sie hier vorliegen, bekanntlich für die Gesundheit der im Senkkasten tätigen Menschen große Gefahren mit sich bringen, so stellten die Ausschreibungsunterlagen es den Anbietern frei, andere Arten der Gründung der Strompfeiler vorzuschlagen.

Für die Aufstellung der Stromüberbauten kommen bei den großen Wassertiefen feste, gerammte Gerüste nicht in Frage. In den Ausschreibungsbedingungen war vorgeschlagen, an den Strompfeilern dreieckförmig vorspringende eiserne Gerüste, deren Pfosten in den Pfeilern eingemauert werden sollten, anzuordnen (Abb. 12 u. 13) und von diesen aus den eisernen Überbau nach beiden Seiten durch Krane, die auf den Obergurten laufen, frei vorzukragen, wie dies Abb. 12 in den einzelnen Bauzuständen veranschaulicht. Die dänischen Staatsbahnen glaubten auch, eine Aufstellungsart empfehlen zu sollen, bei der die Kragträgerüberbauten in niedrigerer Lage als in ihrer ursprünglichen auf schwimmenden Gerüsten eingeschwommen, auf die unfertigen Pfeiler abgesetzt und dann zugleich mit dem Hochmauern der Pfeiler in ihre endgültige Lage gehoben werden sollten. Man wollte auf diese Weise die Gefahren eines Einschwimmens in der hohen endgültigen Lage der Überbauten umgehen. Die Ausschreibungsbedingungen stellten außerdem den Anbietern den Vorschlag einer anderen Aufstellungsart frei. (Fortsetzung folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Die Arbeiten der Reichswasserstraßenverwaltung im Jahre 1928.

Von Ministerialdirektor Dr.-Ing. ehr. **Gährs**.

(Schluß aus Heft 8.)

Von den Staustufen Münster und Cannstatt bei Stuttgart (Lageplan s. Abb. 32) wurden im Jahre 1928 größere Strecken der geplanten Flußverbreiterungen und Ufereindämmungen mit Böschungsbefestigungen, der Neckardurchstich oberhalb Münster nebst Ufersicherungen (s. Abb. 33) sowie die Sicherung der Pfeiler des Eisenbahnviadukts zwischen Cannstatt und Münster und außerdem die Widerlager für eine größere eiserne Straßenbrücke bei der Wilhelma in Cannstatt ausgeführt.

Von dem Wehr der Staustufe Cannstatt (s. Abb. 34), das zwei um 1,20 m absenkbare Walzen von je 38 m Lichtweite und 5,80 m Verschlußhöhe erhält, konnte der Tiefbau für die linkseitige Öffnung sowie das angrenzende Turbinenhaus für zwei Kaplanturbinen von 5,40 m Gefälle und 55 m³ größter Schluckfähigkeit bis Maschinenhausbodenhöhe und der zugehörige Ablaufkanal des Kraftwerks in offener Baugrube zwischen Spundwänden fertiggestellt und auch noch die linkseitige Wehrwalze montiert werden (s. Abb. 35). Außerdem wurden für eine größere Betonbrücke ein Widerlager und zwei Zwischenpfeiler hergestellt und für die lange Ufermauer beim Mineralbad Leuze die erforderlichen Holzspundwände von 10 m Höhe eingerammt. Bei der Gründung der einzelnen Bauwerke mußten wegen des Vorhandenseins größerer Mengen von aggressiver Kohlensäure, Sulfaten und Chloriden im Grundwasser umfangreiche Maßnahmen zum Schutze des Betons vor Zerstörungen durch diese Wässer vorgenommen werden. Für eine in das Baugebiet fallende Mineralquelle mußte Ersatzwasser außerhalb des künftigen Neckarbetts durch tiefgehende Bohrungen beschafft werden, die schließlich eine außerordentlich starke Ergiebigkeit hatten. Die umfangreichen Arbeiten für die Staustufen Münster und Cannstatt, die sich auf eine Flußlänge von 7 km erstrecken, eine Erdbewegung von rd. 1,2 Mill. m³ sowie neben sonstigen großen Arbeiten und Lieferungen die Herstellung von etwa 76000 m³ Beton bezw. Eisenbeton erfordern, werden im Laufe des Jahres 1929 fertiggestellt werden.

Die Arbeiten für die Staustufe Obereßlingen (Lageplan s. Abb. 32) (zwischen Eßlingen und Plochingen) sind noch im Jahre 1927 eingeleitet,

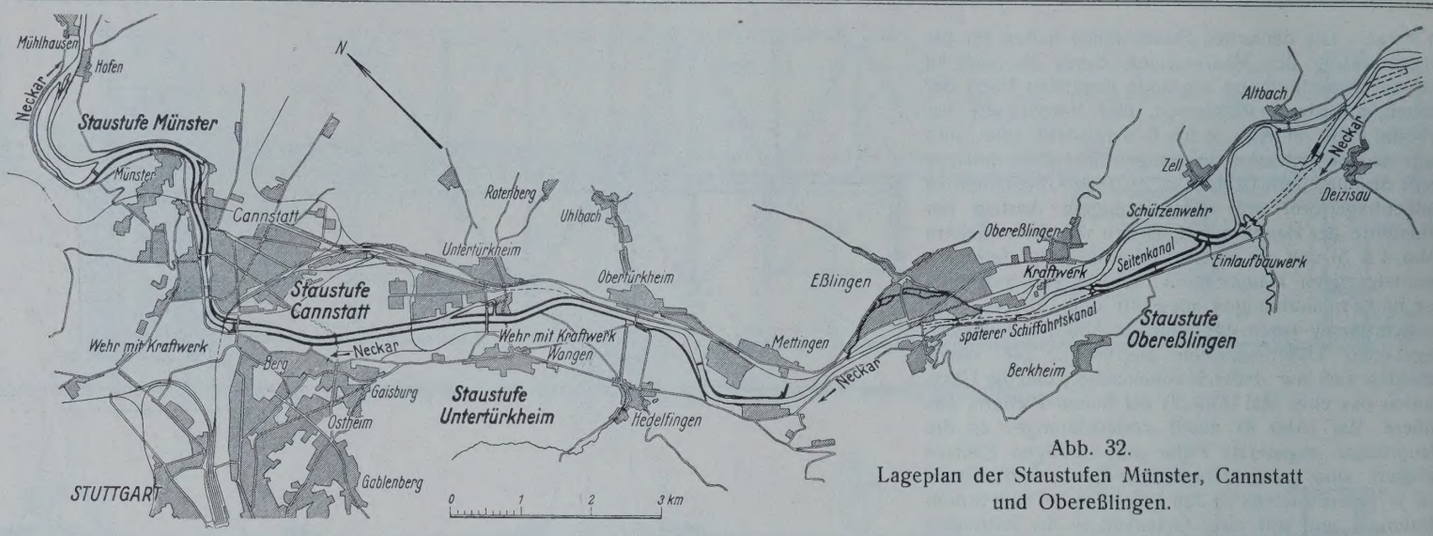


Abb. 32.
Lageplan der Staustufen Münster, Cannstatt und Obereßlingen.

dabei aber im vorigen Jahre mehrmals durch Hochwasser erheblich aufgehalten worden, so daß mit der Ausführung des Wehrs erst im Frühjahr 1928 richtig begonnen werden konnte. Die zunächst als Wasserkraftanlage ausgeführte Staustufe ist in der Hauptsache fertiggestellt und besteht aus:

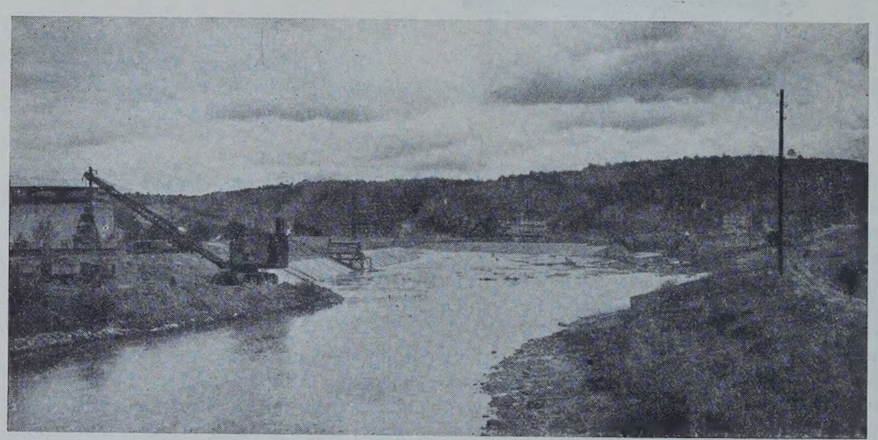


Abb. 33. Staustufe Münster.
Neckardurchstich und Schließung des alten Neckar (rechts).

a) dem Schützenwehr mit drei Öffnungen von je 17,50 m Lichtweite, wobei die einzelnen Schützen — einschließlich des 1,20 m hohen, für sich umlegbaren Aufsatzes an torsionssteifer Welle — 5,00 m hoch sind;
b) dem rd. 2 km langen Seitenkanal mit einem Fallenabschluß an der Abzweigung vom gestauten Oberwasser des Wehrs;
c) der gewölbten Feldwegbrücke über den Oberkanal mit 43,3 m Spannweite und 5 m Nutzbreite (s. Abb. 36);
d) dem Kraftwerk mit zwei Kaplanturbinen von 45 m³ Schluckfähigkeit, 5,90 m Gefälle und einer durchschnittlichen Jahreserzeugung von 11,50 Mill. kWh mit angrenzendem Schalthaus, Grundablaß und kurzem Unterkanal zum Neckar;
e) dem Dienstgebäude mit drei Wohnungen für das Kraftwerkpersonal.

Das Wehr konnte innerhalb mit Larsseneisen umschlossener Baugrube in zwei Abschnitten auf guten Keupersandstein gegründet werden (s. Abb. 37). Wehrboden und Wehrpfeiler sind in Stampfbeton ausgeführt. Unterhalb der beweglichen Wehrverschlüsse sind, wie an den Wehren der Staustufen Horkheim und Cannstatt, Energievernichter, deren Lage und Form nach eigenen Modellversuchen bestimmt worden ist, angeordnet. Der Oberkanal zweigt — solange der Kanal lediglich der Kraftnutzung dient — etwa 50 m oberhalb des Wehres in scharfem Bogen vom gestauten Fluß ab und kann gegen Eindringen von Hochwasser und Eis durch acht Fallen von je 4,05 m Lichtweite abgeschlossen werden (s. Abb. 37). Die Sohle des Oberkanals ist 25,80 m breit, die Wassertiefe beträgt 3,50 m, die Wasserspiegelbreite 36,30 m. Böschungsbefestigung und Sohlenschutz sind dieselben wie bei der Staustufe Horkheim. Das Turbinenhaus ist auf Keupermergel gegründet, bis über Hochwasser in Stampfbeton und darüber — wie das anstoßende Schalthaus — in dunklem Klinkermauerwerk ausgeführt; unmittelbar unterhalb des Turbinenhauses führt über den Unterkanal eine Fahrwegbrücke, unter der — wie bei Horkheim — die für den Kraftwerkbetrieb erforderlichen Nebenräume, wie Werkstatt, Lager- und Aufenthaltsraum des Werkpersonals u. dergl., liegen (s. Abb. 38).

Von den wichtigeren Bauarbeiten sind die Aushubmassen mit

Abb. 35. Staustufe Cannstatt.
Montage der linkseitigen Wehrwalze.

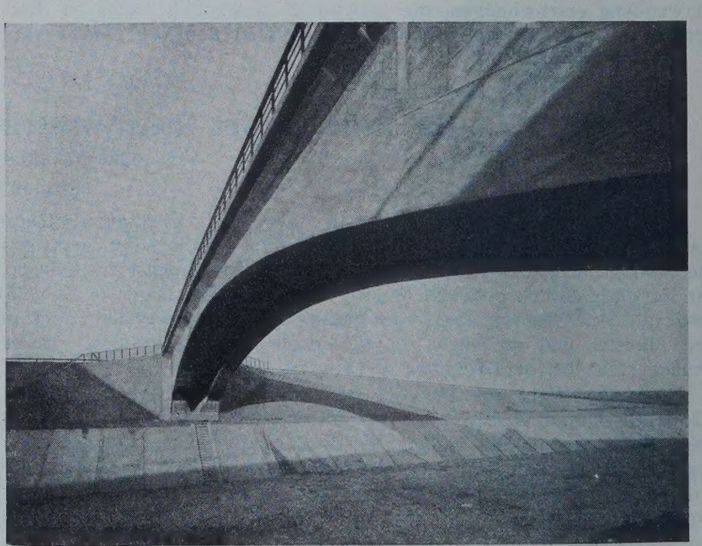


Abb. 36. Staustufe Obereßlingen.
Unterseite des Gewölbes der Feldwegbrücke

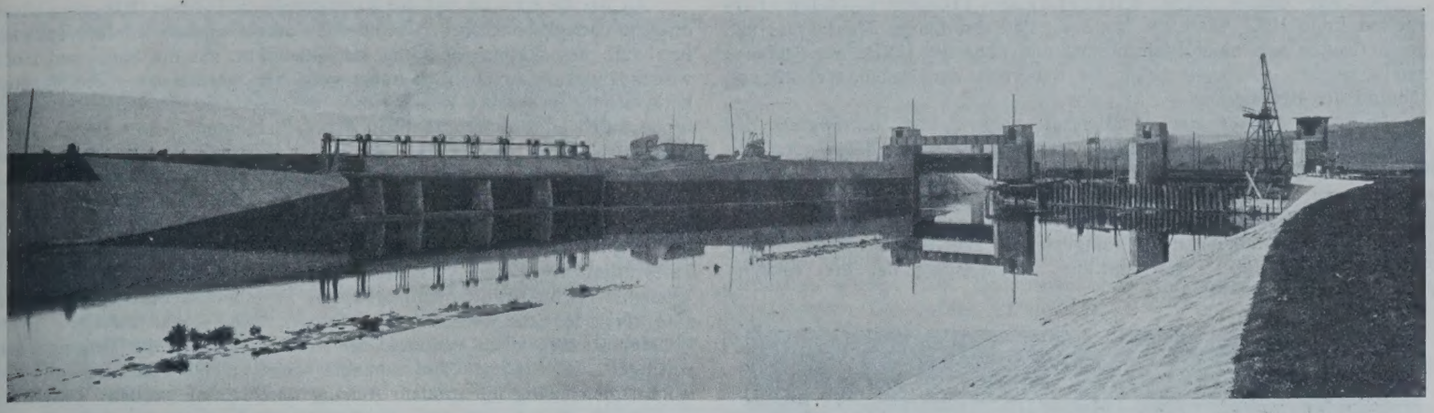


Abb. 37. Staustufe Obereßlingen. Schützenwehr und Einlaufbauwerk mit Fallenabschluß.

290000 m³ sowie die Ausführung von 17300 m³ Beton und Eisenbeton erwähnenswert.

Nach dem Stande der Montagearbeiten für die Wehrschützen und das Kraftwerk kann die Inbetriebnahme der Staustufe Obereßlingen als Kraftwerkanlage im Februar 1929 in Aussicht genommen werden.

9. Die Rhein-Main-Donau-Verbindung.

Die Rhein-Main-Donau A.-G. in München hat ihre Aufgaben im Jahre 1928 programmgemäß weitergeführt.

Nach dem vorläufigen Bauprogramm soll zunächst der Main oberhalb Aschaffenburg bis Würzburg in 13 Stufen kanalisiert werden, unbeschadet der Erreichung des weiteren Zieles Nürnberg, als Mittelpunkt des wichtigen mittelfränkischen Industriegebietes. Die Arbeiten an den im Jahre 1927 begonnenen drei Staustufen Obernau, Kleinwallstadt und Klingenberg-Trennfurt sind rüstig vorwärts getrieben worden. Sämtliche Staustufen werden nach dem gleichen Typ erbaut. Ein aus drei Öffnungen von je 35 m bestehendes Wehr staut den Fluß auf. Auf der einen Seite ist eine Schleppzug-Kammerschleuse angeordnet, zwischen Wehr und Schleuse ist noch ein Fischpaß und eine kleine Kahnschleuse für Fischerfahrzeuge eingefügt. Jeweils auf der anderen Seite schließt sich das Krafthaus an. Auf welcher Seite des Flusses die Schleuse und auf welcher das Krafthaus liegt, hängt von den örtlichen Verhältnissen ab. Als Verschlußkörper der Wehre dienen in Obernau Rollschützen mit umlegbarer Klappe zwecks Abfuhr von Eis oder Treibzeug; in Kleinwallstadt und Klingenberg dienen dem gleichen Zwecke versenkbare Walzen. Abb. 39 gibt einen Überblick über die Wehranlage Obernau vom Unterwasser her. Rechts sieht man ein betriebsfertiges Rollschütz mit umlegbarer Klappe. Das Maß, um welches das Wasser über die Verschlußkörper strömen kann, beträgt in allen Fällen 80 cm. Die Kammerschleusen haben eine Nutzlänge von 300 m und eine lichte Weite von 12 m. Der Ober- und Unterkanal ist auf $2^1/_2$ Schiffsbreiten verbreitert und hat 300 m bezw. 200 m Länge. Die Kammerwände werden in Beton ausgeführt, in Obernau und Kleinwallstadt ohne besondere Verkleidung, in Klingenberg mit einer Verkleidung aus lagerhaftem Buntsandstein.

Die Gründungsverhältnisse sind bei allen Stauanlagen günstig. Fast überall können die Bauwerke, insbesondere alle drei Wehre, auf Fels gegründet werden, der dem Buntsandstein angehört. Nur bei Obernau stehen die Buntsandsteinschichten nicht in geschlossenen Massen an, sondern sind teilweise von starken Letten- und Sandschichten durchzogen, die aber gleichfalls für eine gute Gründung ausreichend sind.

Bei den Staustufen Obernau und Kleinwallstadt sind die

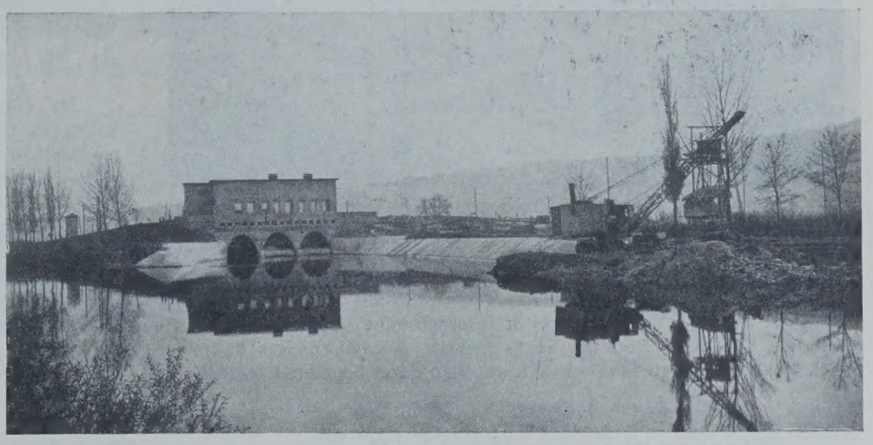


Abb. 38. Staustufe Obereßlingen. Kraftwerk mit Unterkanal.

Schiffahrtsanlagen, die im Frühjahr 1927 begonnen wurden, im baulichen Teile während des Jahres 1928 nahezu vollendet worden. Die Schleuse in Obernau ist schon in Betrieb genommen worden, diejenige in Kleinwallstadt ist nahezu betriebsfertig. In Arbeit befindet sich noch die Anlage für eine zentrale Bedienung der Schleuse. Die gesamte Bedienung der elektrisch angetriebenen Stemmtore und Rollkeilschützen der Umläufe werden in einem zentral angeordneten und hochgestellten Bedienungshäuschen zusammengefaßt, von dem aus die ganze Schleuse überblickt werden kann. Diese haben äußerlich eine gewisse Ähnlichkeit mit den Stellwerkhäusern der Eisenbahn.

Die Wehre gehen in ihrem baulichen Teile der Vollendung entgegen. Die Wehrverschlüsse sind zum Teil fertiggestellt, zum Teil in der Montage begriffen.

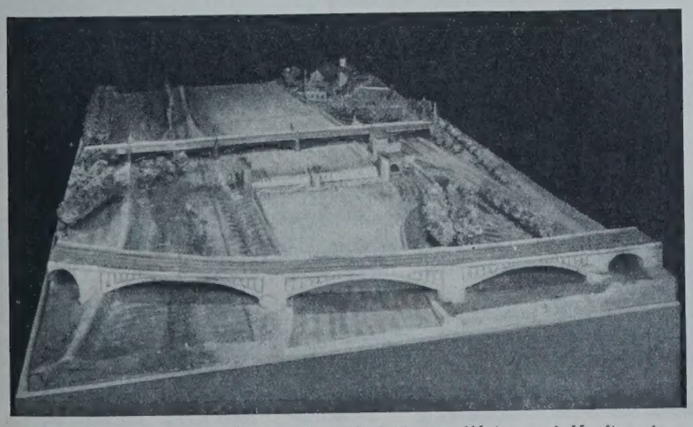


Abb. 34. Staustufe Cannstatt. Modell von Wehr und Kraftwerk.

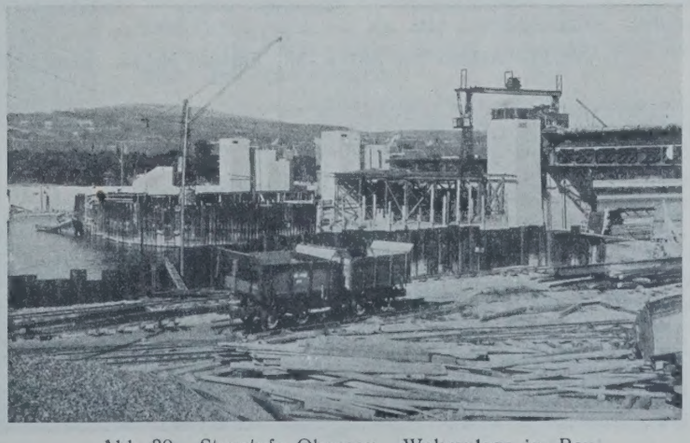


Abb. 39. Staustufe Obernau. Wehranlage im Bau.

Bei der dritten Stufe Klingenberg—Trennfurt, deren Bauarbeiten Ende 1927 vergeben wurden, sind im Laufe des Jahres 1928 die Tiefbauten von einer Wehröffnung und etwa die Hälfte der Schleuse erstellt worden. Abb. 40 zeigt die Baugrube der linken Wehröffnung während der Betonierung.

An den Ausbau der Krafthäuser konnte erst zu Beginn des Jahres 1928 herangegangen werden, nachdem die Frage der Verwertung des elektrischen Stromes geklärt war. Dieser wird vom Bayernwerk abgenommen. In allen drei Anlagen werden etwa 110 m³/sek ausgenutzt. In jedem Krafthaus werden zwei Turbinen mit unmittelbar gekuppelten Schirmgeneratoren aufgestellt. Die Ausbauleistung jeder Anlage beträgt 5400 PS, die mittlere Jahresleistung der drei Anlagen zusammen etwa 80 Mill. kWh.

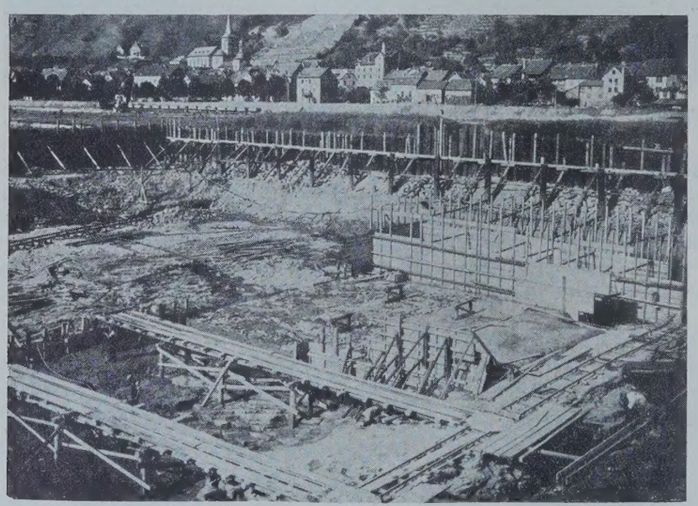


Abb. 40. Staustufe Klingenberg—Trennfurt.
Linke Wehröffnung während der Betonierung.

Das Krafthaus in Obernau konnte sofort, das in Klingenberg im Herbst des Jahres 1928 vergeben werden. Kleinwallstadt wird im Jahre 1929 begonnen werden. Beim Kraftwerk Obernau sind das Einlaufbauwerk sowie die Gründung und die Saugschläuche des Krafthauses vollendet. In Klingenberg ist mit dem Aushub der Baugrube begonnen worden.

An der Donau ist bei der Kachletstufe im Februar 1928 der Vollstau erreicht und gleichzeitig der Vollbetrieb aufgenommen worden, nachdem im Laufe des Winters der Stau mit Rücksicht auf die Stau- und Hochwasserdämme nur allmählich höher getrieben worden war. Die Staustufe hatte schon im ersten Winter ihres Betriebs eine schwere Belastungsprobe durch eine außerordentlich starke Eisbildung in der Donau durchzumachen. Die großen in der Woche vor Weihnachten 1927 auftretenden Eismassen konnten jedoch ohne wesentliche Störung des Betriebes und ohne Schädigung der Bauanlagen abgeführt werden. Im Staugebiet wurden noch einzelne Nach- und Entwässerungsarbeiten ausgeführt, da sich erst mit Eintritt des Vollstaues die Änderungen im Grundwasserstande des Tales ergeben. Mit der Vollendung des Staues, der bis Pleinting oberhalb Vilshofen reicht, hat die Schiffahrtstrecke zwischen Regensburg und Passau eine durchgreifende Verbesserung erfahren. Die Fahrzeit zwischen diesen Punkten ist wesentlich verkürzt, der Kraftaufwand für die Bergfahrt sehr verringert, die Strecke kann nunmehr ohne Gefahr von Berg- und Talfahrern gleichzeitig mit großem Anhang durchfahren werden. Durch den Vollbetrieb des Krafthauses werden 60 000-PS-Leistung mittels acht Maschinensätzen erzielt. Der erzeugte Strom wurde vom Beginn des Probebetriebes ab mittels der vom Bayernwerk hergestellten Transformator-Station und 100 000-V-Leitung hauptsächlich nach Nürnberg übertragen.

Die Niederwasserregulierung der Donau zwischen Passau und Regensburg wurde durch Ausbau einer Teilstrecke bei Ruckasing und durch Ergänzungsarbeiten in der Versuchstrecke bei Niederaltaich gefördert. Für eine weitere Teilstrecke bei Metten, die demnächst in Angriff genommen werden soll, wurden Vorarbeiten ausgeführt.

10. Gründung der Deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik.

Im vergangenen Jahre hat das Reichsverkehrsministerium in den wichtigen und nach vielen Richtungen unerforschten Fragen der Bodenmechanik die Initiative ergriffen und zusammen mit der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft und dem Preußischen Minister für Wissenschaft, Kunst und Volksbildung die „Deutsche Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik (Degebo)“ ins Leben gerufen. Über die Aufgaben der Gesellschaft siehe „Die Bautechnik“ 1928, Heft 48, S. 714. Die Gesellschaft hat im Dezember 1928 ihre erste Mitgliederversammlung abgehalten.

Man wird hoffen dürfen, daß es der Gesellschaft gelingen wird, den Vorsprung anderer Länder in den Fragen der Bodenmechanik bald einzuholen, die früher als Deutschland in der Lage waren, zentrale Forschungsstellen für diese Fragen einzurichten.

Ideenwettbewerb für den Bau einer neuen Rheinbrücke bei Ludwigshafen—Mannheim.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnrat **Ernst**, Berlin.

(Fortsetzung aus Heft 6.)

Ankauf mit 1000 R.-M. Entwurf Nr. 15. Kennzahl 765 894 A. Verfasser: Louis Eilers, Hannover-Herrenhausen. Architekt: Prof. Dr. German Bestelmeyer, München, Kunstakademie (Abb. 13, 14 u. 15).

„Versteifter Stabbogen mit aufgehobenem Horizontalschub von 273 m Stützweite. Entfernung der Hauptträger 10 m. Der Versteifungsträger ist ein Strebenfachwerk von 10 m Höhe und 9,75 m Feldweite. Pfeilhöhe des Bogens über Obergurt des Versteifungsträgers 34 m. Entfernung der Hängestangen 19,5 m. Oberer Windverband in der Fläche der Stabbogen, unterer in Fahrbahnhöhe. Der Obergurt des Versteifungsträgers ist durch Querrahmen gestützt. Baustoff St Si. Der Verfasser hat zur Erhöhung der Seitensteifigkeit die Höhe des Fahrbahnwindverbandes durch Auskragungen an den Querträgern vergrößert und besondere Windgurte mit 15 m Abstand vorgesehen (Abb. 15). Dadurch ergeben sich zwei ausgekragte Fußwege.“

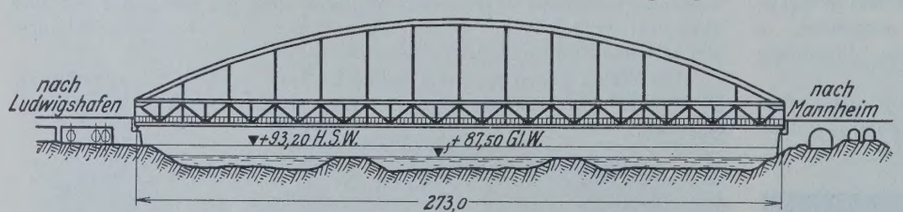


Abb. 13. Ankauf mit 1000 R.-M. Entwurf Nr. 15. Kennzahl 765 894 A.

Abb. 14. Ankauf mit 1000 R.-M. Entwurf Nr. 15. Kennzahl 765 894 A.

Die Windgurte werden mit den Hauptträgeruntergurten durch eine geeignete Verstrebung als Gurte eines rahmenartigen Windverbandfachwerks angesehen. Dadurch wird eine Windausfachung zwischen den Hauptträgern nur

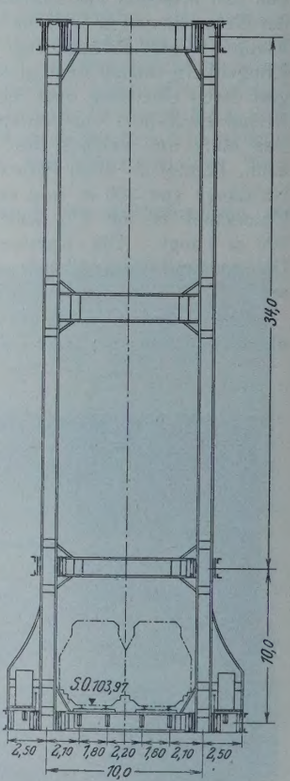


Abb. 15. Ankauf mit 1000 R.-M. Entwurf Nr. 15. Kennzahl 765 894 A.

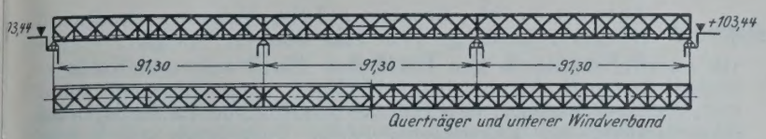


Abb. 16. Ankauf mit 1000 R.-M. Entwurf Nr. 60 B. Kennzahl 7 924 318.

insoweit nötig, als es die 19,5 m voneinander entfernten Pfosten dieses Rahmenträgers erfordern. Die Fußwege werden durch die nach außen gehenden spornartigen Verbreiterungen der Hauptträgerpfosten hindurchgeführt. Diese Außenportale erhöhen die seitliche Steifigkeit.

Ankauf mit 1000 R.-M. Entwurf Nr. 60 B. Kennzahl 7924318. Verfasser: Prof. Dr.-Ing. Maier-Leibnitz, Stuttgart. Architekt: Reg.-Baumeister Alfred Daiber, Stuttgart (Abb. 16).

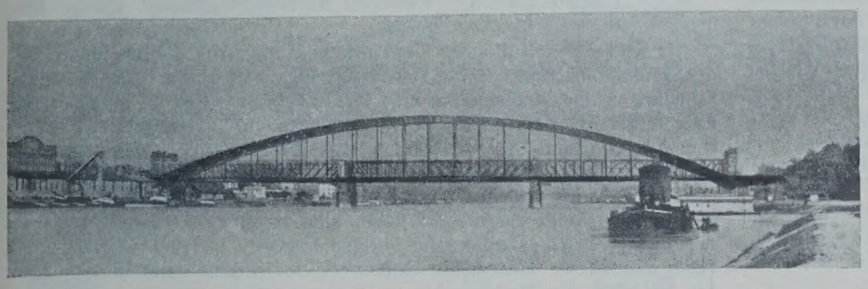


Abb. 17. Ankauf mit 500 R.-M. Entwurf Nr. 35. Kennzahl 135 755.

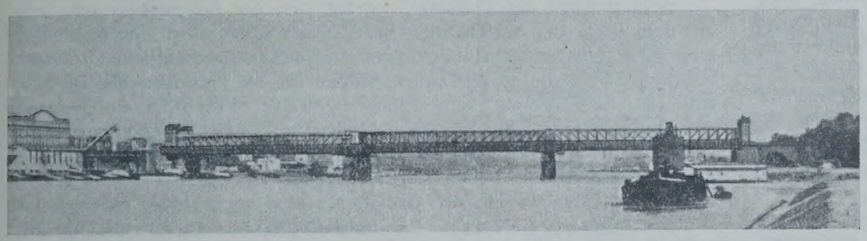


Abb. 18. Ankauf mit 500 R.-M. Entwurf Nr. 105. Kennzahl 2 211 868.

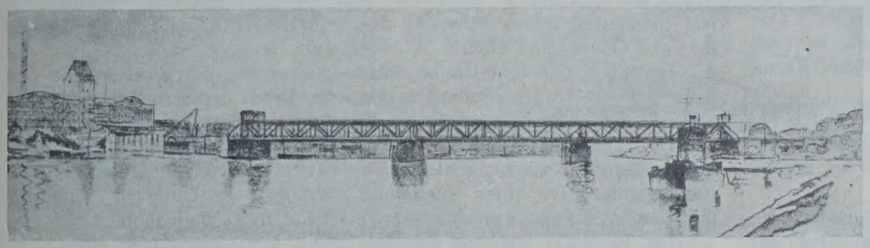


Abb. 20. Entwurf Nr. 16. Kennzahl 765 894 B.

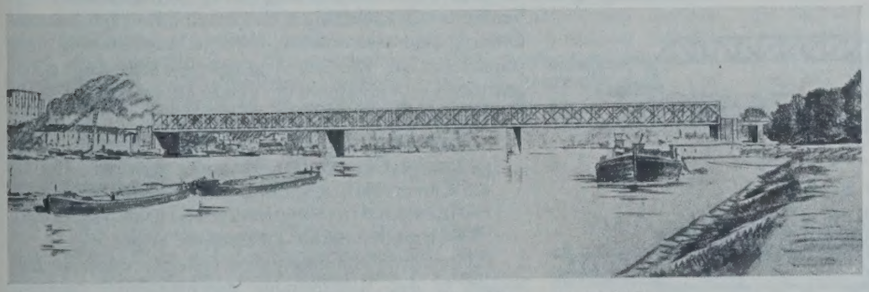


Abb. 22. Entwurf Nr. 73. Kennzahl 14 916.

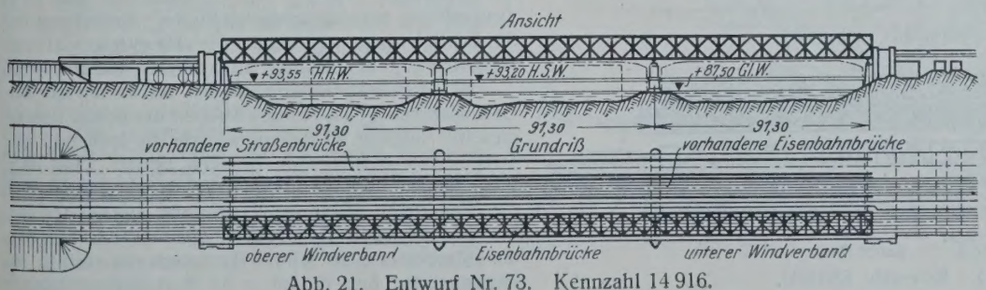


Abb. 21. Entwurf Nr. 73. Kennzahl 14 916.

„Über drei Öffnungen ohne Gelenke durchlaufender Parallelträger aus Rautenfachwerk mit Pfosten über den Stützen. Die Querträger sind an kurzen Hilfspfosten in den Kreuzungspunkten der Streben angeschlossen. Stützweite 3 × 91,3 m. Höhe der Träger und Neigung der Streben wie bei den bestehenden Brücken. Feldweite und Systemhöhe 9,13 m. Entfernung der Hauptträger 9,4 m. Oberer und unterer Windverband. Bezüglich des Stabsystems gilt das beim Entwurf Nr. 9 (2. Preis) Gesagte."

Um den Überbau in drei Teilen montieren zu können, sind in das System in den seitlichen Öffnungen je ein senkrechter Stab und in der mittleren Öffnung aus Symmetriegründen zwei wagerechte Stäbe eingeschaltet worden. Die Endpfosten sind im Gegensatze zu den halb abgeschrägten Enden des Entwurfs Nr. 9 auf die ganze Höhe durchgeführt.

Ankauf mit 500 R.-M. Entwurf Nr. 35. Kennzahl 135 755. Verfasser: Prof. Dr.-Ing. Gaber, Karlsruhe, in Verbindung mit Architekt Esch, Mannheim, und H. Honnef, Dinglingen (Abb. 17).

„Vollwandiger 272,4 m weit gestützter Bogenträger mit Zugband, der auf zwei Kragarmen von je 12 m Länge Blechträger über den Landöffnungen aufnimmt. Stützweite der Blechträger auf der Ludwigshafener Seite 45,8 m, auf der Mannheimer Seite 27,5 m. Entfernung der Hauptträger 12 m, der Hängestangen und Quer-

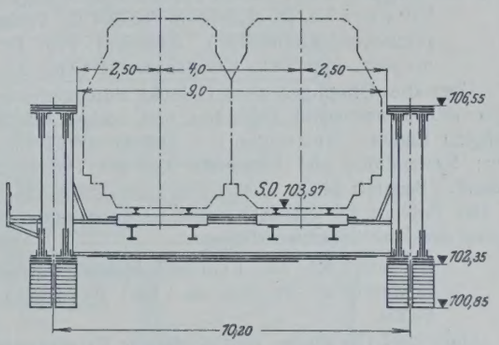


Abb. 19. Ankauf mit 500 R.-M. Entwurf Nr. 105. Kennzahl 2 211 868.

träger 11,8 m. Pfeilhöhe des Bogens über Zugband 28,6 m. Das Zugband liegt rd. 4 m über den Kämpfergelenken. Bogenhöhe im Scheitel 4 m, an den Kämpfern 6,5 m. Höhe der Schleppträger 3,75 m. In den Ebenen jeder vierten Hängestange sind Windportale angeordnet. Bogen- und Blechträger haben kastenförmigen Querschnitt. Oberer Windverband in der Fläche der Bogen und Fahrbahnwindverband. In den Landöffnungen ist ebenfalls offene Fahrbahn vorgesehen. Baustoff St Si.

Die in den Wettbewerbsunterlagen geforderte Anpassung an die bestehenden Brücken ist in dem vorliegenden Entwurf durch Kontrastwirkung zu erreichen versucht und durch eine gute Linienführung auch erzielt. Es erscheint dem Preisgericht aber zweifelhaft, ob bei dem gewählten Bogenquerschnitt die notwendige Knicksicherheit ohne übermäßigen Baustoffaufwand zu erreichen ist."

Nach Ansicht der Verfasser werden neben den vollwandigen Bogen die vorhandenen alten Brücken stärker zurücktreten und nur als eine verhältnismäßig niedrige wagerechte Fläche wirken, die das wagerechte Band der neuen Fahrbahn verstärkt.

Ankauf mit 500 R.-M. Entwurf Nr. 105. Kennzahl 2 211 868. Verfasser: Bruno Schulz, Berlin-Grunewald, in Verbindung mit Walter Straßmann, Magistratsoberbaurat, Berlin-Wilmersdorf, als Architekt (Abb. 18 u. 19).

„Über drei Öffnungen ohne Gelenke durchlaufender doppelwandiger Blechträger von 3 × 91,3 m Stützweite. Höhe der Träger 4,2 m, über den Zwischenstützen 5,7 m. Entfernung der Hauptträger 10,2 m, der Querträger 3,7 m. Baustoff St Si.

Die vorgeschlagene Lösung erscheint hinsichtlich der Formgebung beachtenswert. In technischer Hinsicht bestehen jedoch er-

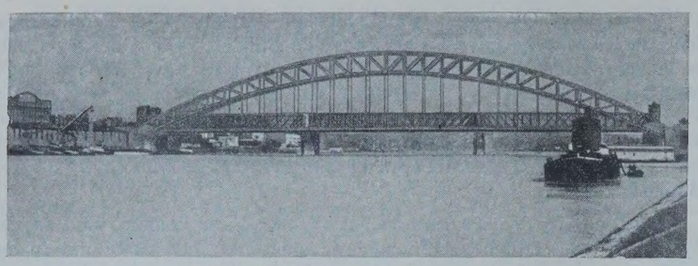


Abb. 24. Entwurf Nr. 85. Kennzahl 563 279.

hebliche Bedenken. Die vorgeschlagenen Gehwege außerhalb der Blechträger erfüllen in dieser Lage nicht ihren Zweck. Der weitere Vorschlag, eingleisige Überbauten zu verwenden, begegnet noch größeren Bedenken."

Nach Ansicht der Verfasser gebietet die Rücksicht auf die bestehenden Brücken die Wahl nur solcher Linien, die sich mit denen des alten Systems möglichst decken. Da die flache Neigung der Streben des alten Systems nicht mehr den heutigen Anschauungen entspricht, eine andere steilere Neigung der Streben jedoch das gesamte Bild stören würde, so wird ein Blechträger vorgeschlagen. In einem weiteren Entwurf schlägt der Verfasser allerdings einen Parallelfachwerkträger von 9,1 m Systemhöhe und 7,61 m Feldweite, also mit steileren Streben als bei der alten Brücke, vor.

In die engste Wahl kamen außerdem noch folgende sechs Entwürfe:

Entwurf Nr. 16. Kennzahl 765 894 B. Verfasser: Louis Eilers, Hannover-Herrenhausen. Architekt: Prof. Dr. German Bestelmeyer, München, Kunstakademie (Abb. 20).

„Über drei Öffnungen ohne Gelenke durchlaufender Parallelfachwerkträger mit abwechselnd fallenden und steigenden Streben und abgeschrägten Enden. Stützweiten 3 × 91,3 m. Entfernung der Hauptträger 10 m; Systemhöhe und Feldweite 9,13 m. Oberer und unterer Windverband. Baustoff St Si.

Der Entwurf ist technisch nicht zu beanstanden. Er teilt die Sachlichkeit des Parallelfachwerkträgers."

Entwurf Nr. 73. Kennzahl 14 916. Verfasser: Preuß. Baurat Privatdozent Dr.-Ing. ehr. Karl Bernhard, Berlin (Abb. 21 u. 22).

„Über drei Öffnungen durchlaufender Parallelträger aus Rautenfachwerk mit Pfosten und mit Gelenken in den Seitenöffnungen. Der 91,3 m weit gestützte Kragträger der Mittelöffnung trägt auf zwei je 18,26 m langen Kragarmen in den Seitenöffnungen je einen eingehängten Träger von 73,04 m Stützweite. Systemhöhe 9 m. Entfernung der Hauptträger 9,4 m, der Querträger 4,565 m. Der Abstand der Pfosten ist doppelt so groß wie bei den bestehenden Brücken. Oberer und unterer Windverband. Baustoff St Si.

In technischer Beziehung ist einzuwenden, daß der Träger durch die Gelenke in drei labile Scheiben zerlegt wird. Der Verfasser hat die bestehenden Portale beseitigt. Das Preisgericht erblickt darin keinen Grund zur Zurückweisung des Entwurfs."

Bei diesem Entwurf ist ein Teil der Querträger an Hilfspfosten, die auf die ganze Trägerhöhe durchgehen, in den Kreuzungspunkten der Streben aufgehängt. Der andere Teil ist in den Anschlußpunkten der Streben am Untergurt angeschlossen.

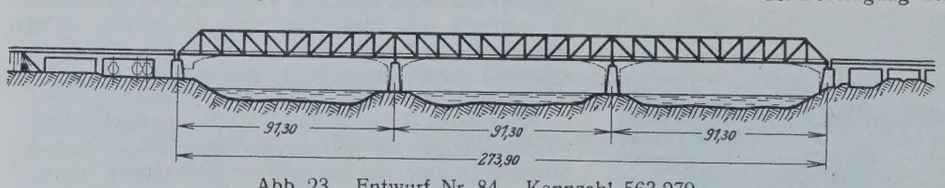


Abb. 23. Entwurf Nr. 84. Kennzahl 563 279.

Abb. 25. Entwurf Nr. 118. Kennzahl 17 265 989.

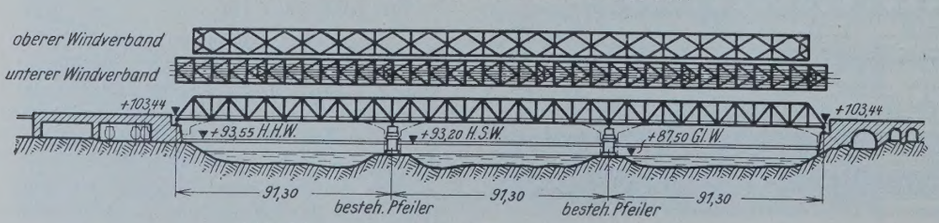


Abb. 26. Entwurf Nr. 133. Kennzahl 880 000.

Entwurf Nr. 84. Kennzahl 563 279, Verfasser: Gesellschaft Harkort, Duisburg, Prof. Paul Bonatz, Stuttgart, Wayss & Freytag A.-G., Frankfurt a. M., Eisenwerk Kaiserslautern, Kaiserslautern (Abb. 23).

„Über drei Öffnungen ohne Gelenke durchlaufender Parallelträger aus Ständerfachwerk mit abgeschrägten Enden. Stützweiten 3 × 91,3 m. Systemhöhe 10 m. Abstand der Hauptträger 9,6 m, der Querträger 9,13 m. Oberer und unterer Windverband. — Hinsichtlich des Richtungswechsels der Streben gilt das beim Entwurf Nr. 1 (4. Preis) Gesagte. Technisch ist der Entwurf nicht zu beanstanden. Die natürliche Einfachheit teilt der Träger mit den anderen Trägern dieses Systems."

Nach Ansicht der Verfasser ist bei den bestehenden Brücken neben den parallelen Gurtungen der Rhythmus der gleichlaufenden Zugstreben charakteristisch. Deshalb wird ein Parallelträger vorgeschlagen, bei dem die Streben in gleichem Sinne fallen. Nur in den Endfeldern wird eine steigende Strebe gewählt, um einen zu harten Abschluß zu vermeiden.

Entwurf Nr. 85. Kennzahl 563 279. Verfasser: wie bei Entwurf Nr. 84 (Abb. 24).

„Fachwerk-Sichelbogenträger mit Zugband von 274 m Stützweite. Ausfachung des Bogens mit Ständerfachwerk. Pfeilhöhe von Oberkante Sichelbogen bis Zugband 38 m. Das Zugband liegt 4,5 m über den Kämpfergelenken. Abstand der Hängestangen und Querträger 9,75 m, der Hauptträger 13 m. Systemhöhe des Bogens im Scheitel 10,5 m, des vollwandigen Endabschlusses 5,5 m. Windverbände je in den Flächen der Ober- und Untergurte des Bogenträgers und in der Fahrbahnebene. Die Biegemomente des Querträgers ließen sich vermindern, wenn die Gleise auseinandergerückt würden. Im übrigen bestehen in technischer Hinsicht keine Bedenken. Das dichte Gitterwerk des Bogens wirkt nach Ansicht der Mehrheit des Preisgerichts im Zusammenhang mit dem Gitterwerk der bestehenden Brücken nicht günstig."

Nach Ansicht der Verfasser verträgt sich der Bogenträger sehr wohl mit dem Bilde der bestehenden Brücken, da die Massen sich nicht überschneiden. Nur ein Sichelbogenträger ermöglicht die wesentliche Forderung, die Bogenoberkante an den Brückenenden bis zur Fahrbahnhöhe herunterzuführen. Es wurde ein Fachwerkbogen gewählt, da die Abmessungen eines vollwandigen Bogens bei Eisenbahnbrücken, bei denen die Verkehrsbelastung im Verhältnis zur ständigen Last stärker überwiegt als bei Straßenbrücken, zu mächtig würden. Die beiden Bogenwindverbände enden auf jeder Seite in besonderen Portalen, die um zwei Feldweiten voneinander entfernt sind.

Entwurf Nr. 118. Kennzahl 17 265 989. Verfasser: Dipl.-Ing. Frey und Dipl.-Ing. Miesel, Eberswalde (Abb. 25).

„Über drei Öffnungen ohne Gelenke durchlaufender Parallelfachwerkträger von 3 × 91,3 m Stützweite und 9,6 m Systemhöhe. Ausfachung mit Ständerfachwerk. Abstand der Hauptträger 9,6 m, der Querträger 9,13 m. Oberer und unterer Windverband. Baustoff St 48.

Bezüglich des fünfmaligen Richtungswechsels der Streben gilt das beim Entwurf Nr. 1 (4. Preis) Gesagte. Bezüglich der natürlichen Einfachheit gilt das beim Entwurf Nr. 84 Gesagte.

Der Verfasser macht den an sich beachtenswerten Vorschlag, nach Entfernung der Zwischenpfeiler die vorbeschriebenen Überbauten als Versteifungsträger für einen versteiften Stabbogen zu benutzen. Die von ihm vorgeschlagene Ausführungsart erscheint indes ungeeignet."

Die Verfasser schlagen vor, den Träger durch Hinzufügen eines Stabbogens über die ganze Öffnung tragfähig zu machen, da die Vorteile der Beseitigung der Strompfeiler erst nach Wegfall der vorhandenen Überbauten ins Gewicht fallen und da eine Brücke über eine Öffnung ohne sehr unwirtschaftliche Verbreiterung nicht standsicher ist. Die Seitensteifigkeit würde dann durch seitliche Verbindung mit der neu zu erbauenden Straßenbrücke gewährleistet.

Entwurf Nr. 133. Kennzahl 880 000. Verfasser: Oberbaurat Alexander Brauer, Berlin-Wilmersdorf, Regierungs- und Baurat Dr.-Ing. Friedrich Herbst, Berlin, und Dipl.-Ing. Edgar Schmidt, Berlin-Lichterfelde (Abb. 26).

„Über drei Öffnungen ohne Gelenke oder mit Gelenken in der Mittelöffnung durchlaufender Parallelfachwerkträger von 3 × 91,3 m Stützweite und 10 m Systemhöhe, mit abgeschrägten Enden. Ausfachung mit Strebenfachwerk. Abstand der Hauptträger 10 m. Feldweite 7,6 m. Oberer und unterer Windverband.

Bei den bisher besprochenen Entwürfen ist der Grundsatz innegehalten, den Streben der neuen Brücke dieselbe Neigung zu geben, wie sie die Mehrzahl der Streben der bestehenden Brücken besitzt. Bei dem vorliegenden Entwurf sind die Feldweite kleiner und die Trägerhöhe etwas größer gewählt als bei den bisher besprochenen Entwürfen, wodurch die Neigung der Streben steiler wird. Technisch ist nichts zu beanstanden." (Fortsetzung folgt.)

Vermischtes.

Die Häfen von Galatz und Braila und die Neubauten an der Sulina-Donaumündung. Nach einem Bericht in The Dock and Harbour Authority 1928, Nr. 89, März, bedingt die stetige Versandung des dem Schiffsverkehr dienenden Sulina-Arms des Donaumündungsdeltas eine Erweiterung und Verbesserung der vorhandenen Buhnendämme. Von den drei Hauptarmen der Donaumündung, Kilia, Sulina und St. George, wurde

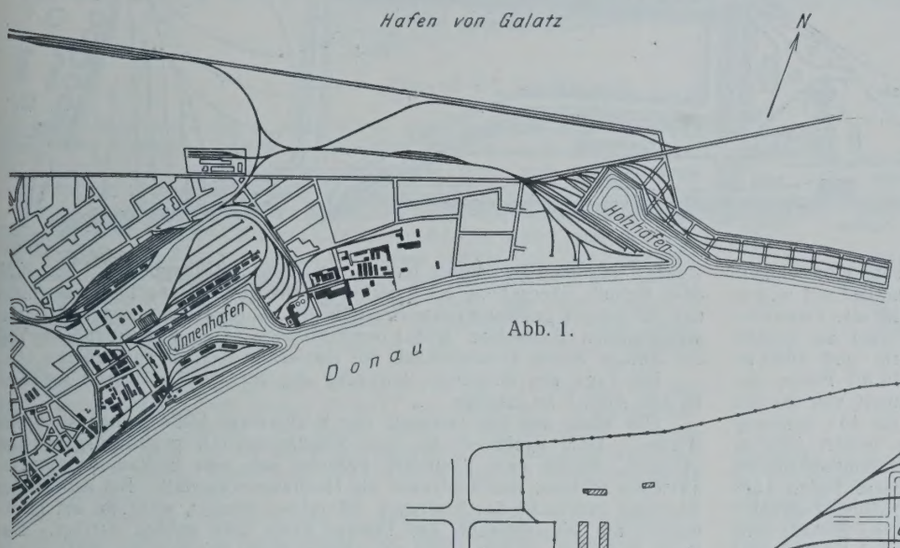


Abb. 1.

im Jahre 1856 der mittlere von der internationalen Donaukommission für den Schiffsverkehr gewählt und korrigiert. Die Einfahrt zum Sulina-Arm wird von zwei Buhnendämmen geschützt, die im wesentlichen nordöstlich verlaufen. In gerader Richtung vor ihnen ist bei Erreichung der 11-m-Wassertiefe eine Glockenboje mit weißem Licht verankert. Die Einfahrt zum Buhnenkanal wird von zwei Bojen gekennzeichnet. Rechts eine Schwimmboje mit rotem Licht, links eine Glockenboje. Von 1858 bis 1861 wurde die ursprüngliche Wassertiefe von 2,8 m auf 5,2 m vertieft, um dann bis zum Jahre 1873 auf 6,25 m weiter vergrößert zu werden. Auf diesem Stande blieb der Kanal bis 1894 und wurde dann auf 7,30 m ausgebaggert. Diese Tiefe sollte durch einen Eimerbagger von 220 000 m³ Jahresleistung aufrecht erhalten werden. 1906 wurde noch ein Saugbagger beschafft. Beide konnten trotz einer Gesamtjahresleistung von 445 000 t die gewünschte Tiefe nicht aufrechterhalten. Auch zusammen mit einem 1912 beschafften weiteren Saugbagger war eine Sicherung der gewünschten Tiefe nicht möglich. Die zunehmende Versandung wurde mit dem ständig wachsenden natürlichen Ausbau des Deltas und die damit zusammenhängende starke Strömung auf der Nord- und Südseite der Ufer geschoben. Auch zeigte sich dabei die Unmöglichkeit, die schiffbare Flußtiefe tiefer zu halten, als die die Flußmündung schützenden Buhnendämme reichen. Es wurde daher 1920 beschlossen, diese Buhnendämme so weit in das Mündungsdelta hinaus zu verlängern, daß sie dort eine Wassertiefe von 6,4 m erreichten. Die Buhnendämme wurden bis 30. 9. 1924 auf der Nordseite um 1747 m und auf der Südseite um 1722 m verlängert. Im Oktober 1924 war eine Verlängerung um 1797 m auf der Nordseite und 1788 m auf der Südseite erreicht. Am 25. 7. 1925 wurde der neue Kanal dem Verkehr übergeben bei einer Wassertiefe von 6,10 m. Am 27. 7. 1925 betrug diese 6,4 m, am 31. 7. 1925 6,7 m, am 23. 8. 1925 7,0 m, und im Jahre 1926 war eine Tiefe von 7,2 m erreicht. Es zeigte sich, daß die Buhnendämme auch dann noch nicht genügend lang waren, da sie nur bis zu einer Deltatiefe von 6,4 m reichten, die Kanaltiefe aber 7,2 m betragen sollte. Die Buhnendämme müssen daher, wenn nicht eine Versandung der Kanalsohle eintreten soll, bis zu einer Deltatiefe von mindestens 7,6 m verlängert werden, da sonst eine sichere Abfuhr des Geschiebes durch die Strömung selbst nicht erreicht werden kann. Die neue Verlängerung der Buhnendämme ist zurzeit im Bau, soll bis zu einer Deltatiefe von 7,6 m führen und wird mit 2400 m Halbmesser nach Süden zu gekrümmt, um mehr Schutz gegen die durch Sturm bedingten Meeresströmungen zu bieten. Die Kanalbreite soll wie die alte 60 m betragen. Da jedoch einmal die nun zu erreichende Tiefe von 7,4 m noch nicht den Ansprüchen voll genügt, die eine Tiefe von 9 m für einen genügenden Schiffsverkehr fordern, plant man, den südlichen der drei Deltaströme mit der St.-George-Mündung dem Schiffsverkehr nutzbar zu machen, da er in die Portitea-Bai mündet und nicht die großen Geschiebemengen wie die beiden nördlicheren Mündungsarme führt. Die neuen Buhnendämme werden durch Auffüllen von Geröll mit Faschinen hergestellt und die so erhaltenen Dämme auf der Seeseite mit 2,5 t schweren Steinblöcken belegt. Die Faschinen werden aus Weiden hergestellt und bestehen aus schachbrettartig geflochtenen Böden und Decken, zwischen denen drei Lagen von 15 cm starken Weidenbündeln liegen. Die fertigen Faschinen sind etwa 1,2 m dick. Sie werden an den Bestimmungsort gebracht und dort von vier mit Winden versehenen Arbeitsbooten in die gewünschte Lage gebracht, dann mit Geröll beschwert und versenkt, dann wird Geröll bis etwas über die Wasserhöhe aufgefüllt und schließlich werden die 2,5 t schweren Steinblöcke aufgelegt. Wenn die Faschinen versenkt sind, werden

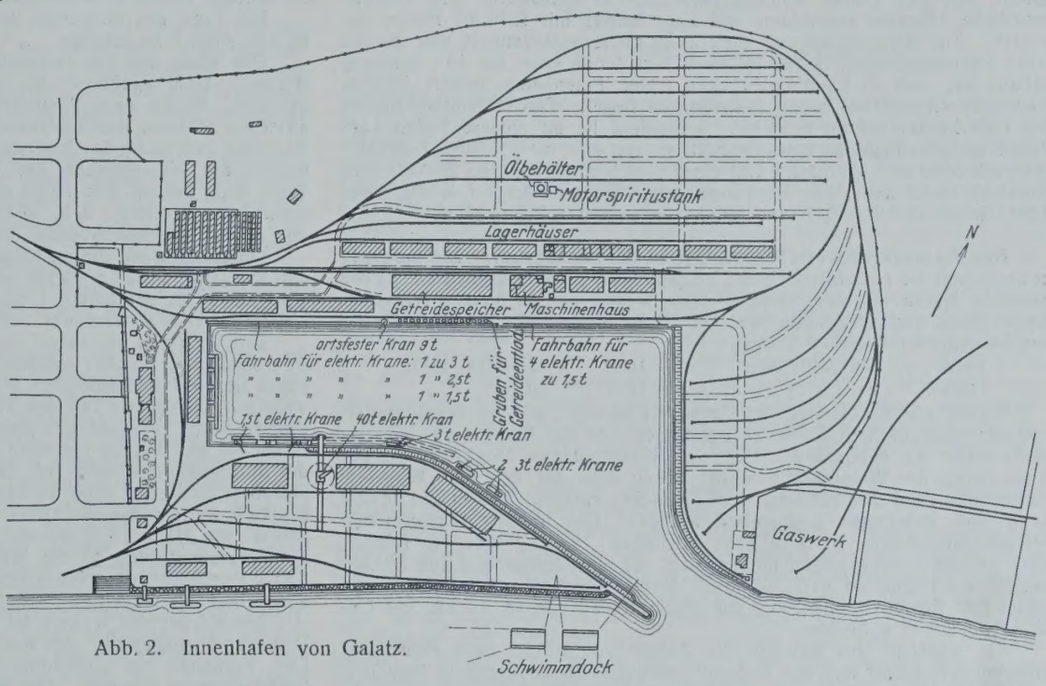


Abb. 2. Innenhafen von Galatz.

sie von zwei Reihen mit je sieben eingerammten Pfählen festgehalten. Die Pfähle dienen gleichzeitig zum Festmachen der Schiffe und als Träger für eine über sie gelegte Arbeitsbühne.

Die Häfen von Galatz und Braila liegen je 150 bezw. 170 km von der Sulina-Mündung landeinwärts am Fluß.

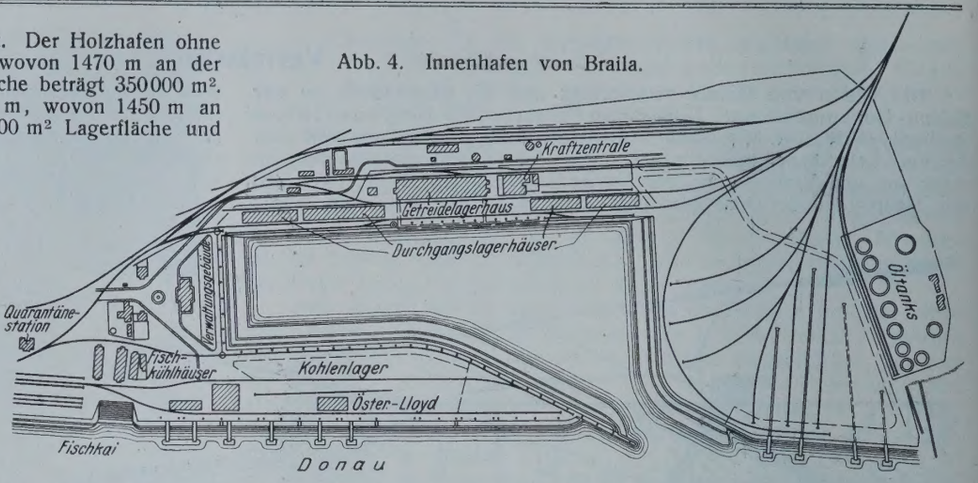
Der Hafen von Galatz besitzt am Donauufer eine Kailänge von 3100 m, davon sind 2100 m mit Kaimauern versehen. Dazu kommen noch 300 m Privatkai. Am Kai sind Lagerhäuser mit insgesamt 4000 m² Fläche und ein Kühlhaus mit 1000 m² errichtet. An dem Uferkai sind 2 Getreideelevatoren mit 80 t stündlicher Leistung, 1 Schwimmkran mit

Abb. 3.

40 t Leistung und 15 Landungspontons angeordnet. Der Holzhafen ohne jedes Lagerhaus hat eine Kailänge von 2750 m, wovon 1470 m an der Innenseite des Hafens lagen. Seine Gesamtlagerfläche beträgt 350000 m². Der neue Innenhafen hat eine Kailänge von 2100 m, wovon 1450 m an der Hafeninnenseite liegen. Lagerhäuser mit 24000 m² Lagerfläche und Lagerkeller mit 2800 m² Fläche sind errichtet. Außerdem bestehen Getreidesilos mit 3200 m² und einer Lagerfähigkeit von 22 000 t. Ferner sind Lagerplätze für Holz und Kohlen mit insgesamt 37000 m² Fläche vorhanden. Zur Warenbewegung dienen ein 40-t-Kran, ein 9-t-Kran, vier 3-t-Krane, ein 2,5-t-Kran und sieben 1,5-t-Krane. Sämtliche Hafenbecken dienen als Winterhäfen. Um ein Freihafengebiet zu schaffen, soll der Holzhafen diesem Zweck nutzbar gemacht und an seine Stelle eine neue 12 km lange Holzverladeanlage am Fluß selbst geschaffen werden. Die wichtigsten Anlagen sind aus Abb. 1 u. 2 ersichtlich.

Der Hafen von Braila (Abb. 3 u. 4) war vor dem Kriege der wichtigste rumänische Ausfuhrhafen für Weizen u. dgl. Aufwärts am Fluß vom neuen Hafenbecken ab sind Reihen von einfachen einstöckigen Lagerhäusern von den Getreidehändlern errichtet und parallel mit ihnen, durch Schienenstränge verbunden, schmale Lagerhäuser für die Getreidelagerung in Säcken erbaut. Der neue Getreidespeicher liegt am Innenhafen. An der Donau entlang sind 2300 m gemauerte und 1850 m natürliche Uferkais vorhanden und Lagerhäuser mit 1576 m² Fläche errichtet. Zur Warenbewegung dienen 32 Getreideelevatoren von 80 bis 160 t Stundenleistung, Schwimmkrane, von denen einer für 40 t Leistung gebaut ist, und 15 Landungsbrücken. Der Innenhafen besitzt 2288 m Kailänge, wovon 1544 m am Innenbecken liegen. Die Gesamtlagerfläche der Lagerhäuser beträgt 8050 m². Außerdem ist an diesem Hafen eine Petroleumtankanlage mit einer Grundfläche von 4000 m² errichtet. Getreidesilos mit 3200 m² Lagerfläche und einer Speicherfähigkeit von 25000 t sind ebenfalls vorhanden. Zur Warenbewegung dienen zwei 3-t-Krane, zwei 2,5-t-Krane, ein 9-t-Kran und ein 5-t-Kran mit Kohlengreifer. Sch.

Abb. 4. Innenhafen von Braila.



Das Wasserkraftwerk Wolchowstroi bei Leningrad.[1]) Die Industrie in Leningrad ist ausschließlich auf ausländische Kohle angewiesen, da die russische Kohle aus dem Donetzgebiete wegen des zu weiten Transportweges nicht wettbewerbfähig ist. Der gesamte Energiebedarf der Industrie des Leningrader Bezirkes betrug:

1916 . .	500 Mill. kWh	1926 . .	456 Mill. kWh
1925 . .	312 „ „	1927 . .	618 „ „

Bereits vor dem Kriege hatte man die Absicht, sich der Abhängigkeit von der ausländischen Kohle zu entledigen und die Energie aus Wasserkraftwerken zu beschaffen. Von den verschiedenen Möglichkeiten der Ausnutzung der Wasserkräfte wurde schon früh auf den Fluß Wolchow hingewiesen, der 223 km lang dem Ilmen-See entfließt und in den unweit Leningrads gelegenen Ladoga-See mündet. Die mittlere Wassermenge beträgt mindestens 267,1 m³/sek, höchstens 1320 m³/sek, ist folglich sehr starken Schwankungen unterworfen. In einer Entfernung von 130 km östlich von Leningrad geht der Fluß durch eine Kalkschieferschicht und bildet hier Stromschnellen, die auf einer Strecke von rd. 10 km ein Gefälle von 9,5 m aufweisen.

Als während des Krieges die Zufuhr von Kohle nach Petersburg unterbunden wurde und die Energieversorgung der Industrie in Stockung geriet, wurde der Entschluß gefaßt, unterhalb der Stromschnellen ein Kraftwerk zu errichten, das bei einer installierten Leistung von 80000 PS, einer mittleren Jahresleistung von 40000 PS, rd. 225 Mill. kWh hergeben könnte und zu einer jährlichen Ersparnis von 260 000 t Kohlen führen würde. Mit dem Bau wurde jedoch erst Ende 1921 begonnen. Das 1927 dem Betrieb übergebene Kraftwerk verdient allgemeines Interesse nicht nur als zurzeit größtes Kraftwerk Rußlands, sondern auch wegen der dort angewandten Bauweisen und Konstruktionen. Der wasserbauliche Teil der Anlage wurde ausschließlich mit russischen Kräften ausgeführt.

Die Lage der einzelnen Bauwerke der wasserbaulichen Anlage ist aus Abb. 1 zu ersehen.

Das Wehr und das Gebäude des Kraftwerkes bilden einen stumpfen Winkel. Dem Kraftwerk ist eine Schutzwand (*D*) gegen Eisgang vorgelagert. Rechts vom Kraftwerk befindet sich eine Einkammerschleuse, zwischen Schleuse und Kraftwerk ein Hochwasserüberfall. Bei Arbeit aller Turbinen gebraucht das Kraftwerk 700 m³/sek Wasser, während bei Hochwasser die Wassermenge des Flusses etwa 2400 m³/sek beträgt. Das Wehr kann bei rd. 2 m Höhe des überfallenden Wassers nur 1300 m³/sek abführen. Der Rest, d. h. 2400 — 1300 — 700 = 400 m³/sek, muß somit von dem Hochwasserüberfall abgeführt werden.

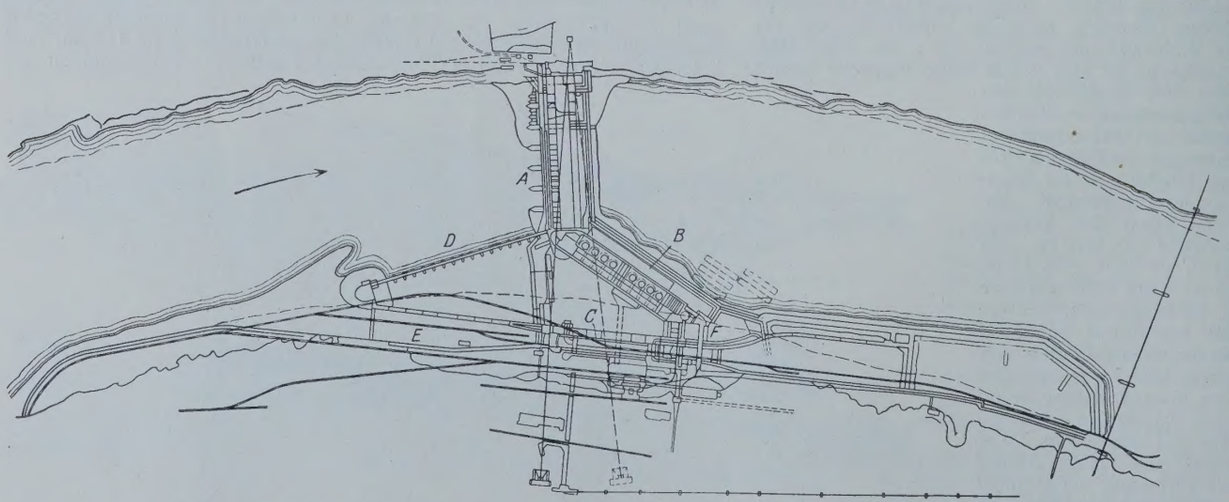
Gleichzeitig mit diesen Anlagen ist auch eine Fernleitung für 120000 V, 130 km lang, nach Leningrad gebaut worden und in der Stadt selbst ein Umspannwerk, sekundäre Umspannwerke und ein Kabelring, der diese Umspannwerke miteinander verbindet.

Das Wehr ist aus Beton als festes Wehr mit Überlauf gebaut (Abb. 2). Besondere Sorgfalt wurden der Ausbildung der Abfallfläche, die die Form des frei überfallenden Wassers hat, und des Abschußbodens gewidmet. Der untere Teil des Abschußbodens ist muldenförmig, mit einer Enderhöhung, ausgebildet, damit eine Staubildung erst außerhalb des Bereiches des Wehres eintreten kann. Der Unterteil der Abfallfläche und der Abschußboden sind mit Granitquadern ausgemauert, wogegen das Sturzbett in Beton ohne Verkleidung gelassen ist. Das Sturzbett ist im Flußbett mittels eiserner Anker verankert. Die Länge des Wehres beträgt 210 m, die Höhe 17,67 m, die Breite 39,2 m. Gegen Einwirkungen der Temperaturänderung ist das Wehr in 26 Einzelteile von je 7,5 bis 15 m Länge gegliedert, die mittels elastischer eiserner Wände, die in mit Asphalt ausgegossenen Schächten verlegt sind, untereinander verbunden sind.

Der Körper des Wehres ist von außen mit einer 1 m starken Schicht Beton 1 : 4 ausgeführt, der Kern besteht aus einer Betonmischung 1 : 5. Der Vorboden ist außerdem noch mit einer 5 cm starken Schicht Schleuderbeton verputzt. Das Wehr ruht auf zehn Senkkasten aus Eisenbeton. Die Höhe der Senkkasten beträgt 1,83 m, die Grundfläche 21,557 m². Auf dem Dach der Senkkasten befinden sich die Ummantelungen zum Aufführen des Betonmauerwerkes. Die 400 t schweren Senkkasten wurden auf Holzgerüsten zusammengebaut, dann mittels schwimmender Krane an Ort und Stelle geschafft, mit Hilfe von Druckluft herabgelassen und innen ausgemauert, wobei gleichzeitig in der üblichen Weise das Mauerwerk auf dem Dach des Senkkastens aufgeführt wurde. Die Zwischenräume zwischen den mittels Senkkasten ausgeführten Pfeilern wurden durch zwei Schilder abgezäunt, das Wasser ausgepumpt, dann die Zwischenräume wie in einer offenen Baugrube ausgemauert. Von der Oberwasserseite wurden eiserne Schilder verwendet oder auch Bohlen aus Eisenbeton, während für die Unterwasserseite Schilder aus Holzbohlen, in Eisenbetonrahmen gelagert, genügten.

Der im Mittelbau des Kraftwerkgebäudes (Abb. 3) liegende Maschinensaal

[1]) Nach einem Aufsatze von Buttler in der Elektrotechn. Zeitschr. 1928, Heft 31. Der Auszug gibt im wesentlichen den bautechnischen Teil wieder.



A Wehr. *B* Gebäude des Kraftwerks. *C* Schleuse. *D* Schutzwand gegen Eisgang. *E* Kanal. *F* Hochwasserüberfall.

Abb. 1. Lageplan der Anlage während des Baues.

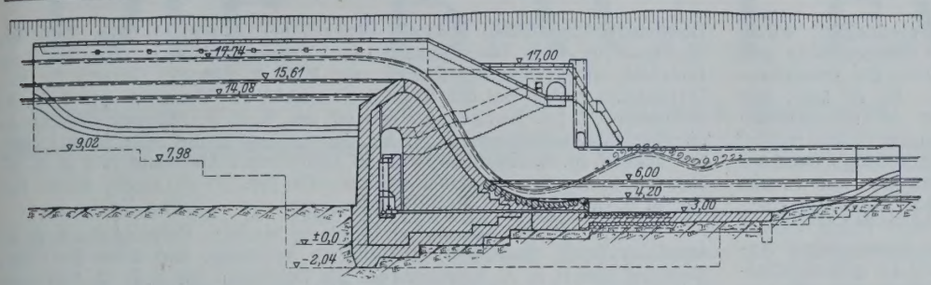


Abb. 2. Querschnitt des Wehres.

hat eine Länge von 140,5 m, eine Breite von 17 m und eine Höhe von 17 m. Das gesamte Gebäude wird mittels Warmwasserheizung beheizt. Der Maschinensaal erhält außerdem noch eine Heizung durch die warme Luft von den Generatorlüftern.

Die Gründung des Kraftwerkgebäudes sollte ebenfalls mittels Senkkasten ausgeführt werden, dieser Gedanke wurde aber später fallengelassen, und es wurde eine Abgrenzung des Bauplatzes mittels Steinkisten gemacht. Die Abgrenzung bestand aus zwei Reihen von Steinkisten, die 4 m voneinander entfernt sind. Der Zwischenraum wurde mit Sand ausgefüllt. Nach Abschluß eines Baubezirkes mittels dieser doppelten Wand wurde das Wasser ausgepumpt und die Arbeit wie in einer offenen Baugrube ausgeführt.

Neben dem Kraftwerkgebäude befindet sich ein Fischweg, der aus Holz, treppenförmig nach Bauart Denil, mit Neigung 1:3 gebaut ist. Die Breite beträgt 1,20 m. Der Länge nach ist der Fischweg in zwei Abschnitte von je 15 m mit dazwischenliegenden Pfuhlen zum Ausruhen eingeteilt. Bei einer Wassertiefe von 0,5 m beträgt die Geschwindigkeit der Strömung 1,75 m/sek.

Die Schutzwand gegen den Eisgang besteht aus 17 Betonpfeilern im Abstande von 11,3 m voneinander, die durch Bogen verbunden sind. Die Gesamtlänge beträgt 257 m. Die Wand ist um 0,6 m höher als der höchstmögliche Wasserspiegel, der Scheitelpunkt der Bogen um 1 m niedriger als der niedrigste Wasserspiegel, d. h. bei allen Wasserständen werden durch die Bogen schwimmende Gegenstände, vor allem Eisschollen aufgehalten, während das Wasser fast frei ohne Stauung durchgehen kann. Auch hier wurde die Gründung mittels Senkkasten, jedoch abnehmbarer, ausgeführt.

Die Schleuse ist eine Einkammerschleuse von 150 m Länge und 17 m Breite. Die geringste Wasserhöhe im oberen Tor ist 2,40 m, d. h. es ist der Durchgang von Schiffen mit etwa 1,8 m Tiefgang gewährleistet. Das obere Schleusentor ist ein eisernes Stemmtor von 6,20 m Höhe. Außerdem ist in Nischen des Bodens noch ein zusammenklappbares Sicherheitstor, Bauweise Poiré, gelegt, das den Verschluß der Schleuse bei Schadhaftwerden des Stemmtors besorgt. Das untere Schleusentor, ebenfalls ein Stemmtor, hat eine Höhe von 16 m, eine Stärke von 1,10 m. Das Gewicht einer Torhälfte beträgt 100 t. Bei elektrischer Betätigung beträgt die Dauer des Schließens oder des Öffnens dieses Tores etwa 1 min. Die Schleusenkammer kann in 8 min gefüllt werden, so daß rd. alle 35 min ein Schiff die Schleuse durchfahren kann. Die Ufermauer der Schleusenkammer ist als dünne Eisenbetonwand ausgeführt, die mittels eiserner Anker mit dem Kalkschiefer des Ufers verbunden ist. Hinter dieser Wand sind Entwässerungsrohre verlegt, die das Grundwasser abführen und so die Wand von dem zusätzlichen Druck des Grundwassers befreien.

Der Hochwasserüberfall zwischen Kraftwerk und Schleuse besitzt zwei Durchlässe von je 9 m Breite. Die Durchlässe werden durch zwei eiserne Schilder geschlossen. Die Ausmauerung des Sturzbettes wurde hier nach einem „schwedischen" Verfahren ausgeführt, das darin besteht, daß Quadersteine auf ein Schotterbett gelegt werden und in die Zwischenräume Gasrohre eingesteckt werden. Nachher werden die Steine unter Wasser gesetzt, das die Luft aus den Zwischenräumen und den Rohren verdrängt. In die Rohre wird dann eine Zementmischung 1:1 gegossen; die Zementmischung verdrängt das Wasser, füllt die Zwischenräume und verbindet somit die Quadersteine gut miteinander.

Der Zugang zur Schleuse geschieht durch den oberen Kanal, dessen Länge 380 m, die Breite 38,4 m beträgt. Die Ufer dieses Kanals sind, soweit sie in Kalkschiefer verlaufen, ohne Einfassung geblieben. Längs dem Ufer sind in Abständen von 3,20 m Pfeiler aus Beton angeordnet, die einen Steg zum Treideln tragen.

Bei Ausführung dieser Bauten wurde von der Zementierung der Kalkschichten Gebrauch gemacht. Der Kalkstein besteht aus 5 bis 20 cm starken Schichten, zwischen denen lehmige Zwischenlagen liegen. Unter dem Kalksteine (silurischen Ursprungs) befinden sich Lehm und Sand kambrischen Ursprungs, die eine Ansammlung von Wasser zwischen den Kalksteinschichten begünstigen. Eine große Anzahl von senkrechten Rissen im Kalkstein führt außerdem noch zu starker Wasserdurchlässigkeit in senkrechter Richtung, so daß die Gefahr einer Unterspülung der Fundamente bestand. Es wurden daher Bohrlöcher vom linken Ufer längs dem Wehr, dem Kraftwerk, der flußseitigen Mauer der Schleuse zum rechten Ufer angelegt. Bei 4 bis 5 at Überdruck wurde eine Zementmischung aus 5 bis 50% Zement in Wasser eingepreßt. Die Bohrlöcher wurden meist bis zur Sohle der Gründungen getrieben, an einigen Stellen sogar bis zur tiefer liegenden Sohle des Kalksteines.

Die 130 km lange Fernleitung nach Leningrad ist in zwei getrennten Linien, die im Abstande von 17,4 m voneinander laufen, geführt.

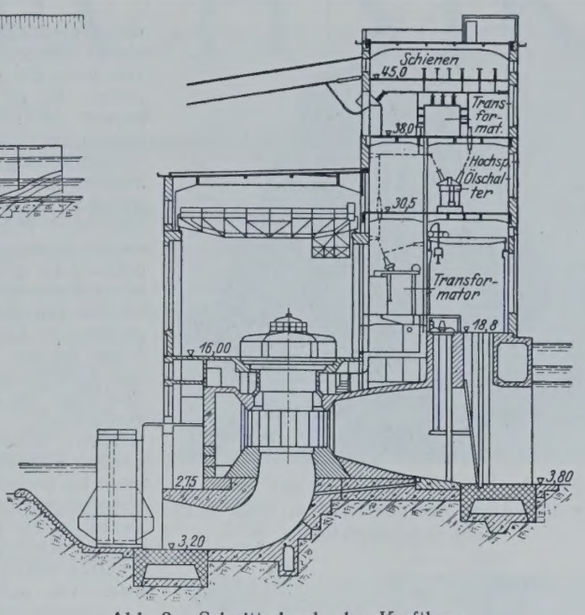


Abb. 3. Schnitt durch das Krafthaus.

Sämtliche Streckenmaste, mit Ausnahme der Abspannmaste und der Maste bei Flußkreuzungen und im Bereiche der Stadt, sind aus Holz, wobei die mittlere Spannweite 200 bis 220 m, im Stadtbezirk hingegen 160 bis 170 m beträgt. Alle 1 bis 1,2 km ist ein Abspannmast aus Eisenkonstruktion angeordnet. Um den Holzmasten eine bessere Stabilität zu geben, sind die Spitzen der Maste mittels zweier Stahlseile miteinander und mit den Abspannmasten verbunden. Diese verzinkten Stahlseile, bestehend aus sieben Drähten bei einem Gesamtdurchmesser von 9,5 mm, dienen zugleich als Erdungseile.

Die Leitungseile bestehen je aus 19 Hartkupferdrähten von 2,82 mm Durchm. und haben einen Querschnitt von 220 mm². Die Entfernung zwischen den Phasen beträgt 4 m, die Höhe von Erdoberfläche mindestens 6 m, bei Bahnkreuzungen 7,5 m, beim Übergang über die Newa 40 m. Die von der amerikanischen Firma Thomas gelieferten Hängeisolatoren sind normal als Einzelkette, bestehend aus sieben Isolatoren, angeordnet. Für die Abspannmaste sind Doppelketten mit je acht Isolatoren, für den Übergang über die Newa dreifache Ketten von je neun Isolatoren vorgesehen.

Die Holzmaste sind in zwei Bauarten ausgeführt: 1. für trockenes Gelände und 2. für sumpfiges Gelände.

Während bei der ersten Bauart die Mastfüße einfach eingegraben wurden, sind die Füße bei der zweiten Bauart an zwei eingerammten Pfählen befestigt. Alle Teile, die mit dem Erdreich in Berührung kommen, sind mit Kreosotöl getränkt. An denjenigen sumpfigen Stellen, wo unter dem Sumpf steiniger Grund vorgefunden wurde, wurden Fundamente aus Eisenbeton oder Pfahlgründungen verwendet. Die Höhe dieser Maste beträgt 12,65 m, der Abstand der Füße 4 m. Die eisernen Maste beim Übergang über die Newa haben eine Höhe von 68,5 m. Mit Ausnahme der Isolatoren ist für den Bau der Fernleitung durchweg nur russisches Material verwendet worden.

Die Bauverwaltung gibt für die tatsächlichen Gesamtkosten des Baues 90 Mill. Vorkriegsrubel an (etwa 190 Mill. Goldmark). Hiervon entfallen: auf die Schleuse mit Kanälen 15 Mill., auf das Kraftwerk 56 Mill., auf die Fernleitung 7 Mill., auf das Umspannwerk 5 Mill., auf den Kabelring und die sekundären Umspannwerke 7 Mill. Vorkriegsrubel.

Mitte 1927 konnte die Anlage zum Teil in Betrieb genommen werden, um die Grundbelastung für die Energieversorgung der Leningrader Industrie zu übernehmen. Die Bauzeit betrug somit fünf Jahre, von denen jedoch die ersten Jahre wegen der Nachwirkungen der Revolution und der Inflation kaum ausgenutzt werden konnten.

Ein neuer Selbstgreifer für Naßbaggerung. Die Unterwasserbaggerung von gesprengtem Felsen oder Trümmern von Bauwerken bei Abbrucharbeiten ist schwierig und erfordert viel Zeit. Kleinstückiges Gestein läßt sich zwar mit den üblichen Zinkengreifern baggern, diese versagen jedoch immer mehr, je größer und unregelmäßiger die Steinbrocken werden. Blöcke von mehreren Zentnern Gewicht lassen sich mit ihnen sehr schwer greifen und müssen so zurecht geschoben werden, daß dem Greifer genügend Angriffsmöglichkeit gegeben ist. Unter Wasser ist dies schwierig, wenn nicht unmöglich. Außerdem verbiegen sich bei hoher Beanspruchung durch schwere eingeklemmte Blöcke häufig die Zinken des Greifers.

Bei den Abbrucharbeiten der alten Duisburg-Hochfelder Rheinbrücke wird zum Baggern der Gesteintrümmer, die beim Abbruch der Strompfeiler anfallen, ein neuer Greifer verwendet, der sich für diese Arbeiten vorzüglich bewährt hat (Abb. 1 u. 2). Dieser Greifer — „Polyp" genannt — besitzt unterschiedlich von den gewöhnlichen Zweischalengreifern mit ihren zwei Schneiden bezw. zwei parallelen Reihen von Zinken, acht stark gebogene, im Kreise angeordnete Schalen, die sich mit ihren keilförmigen Spitzen ungefähr senkrecht auf das Fördergut aufsetzen und beim Schließen

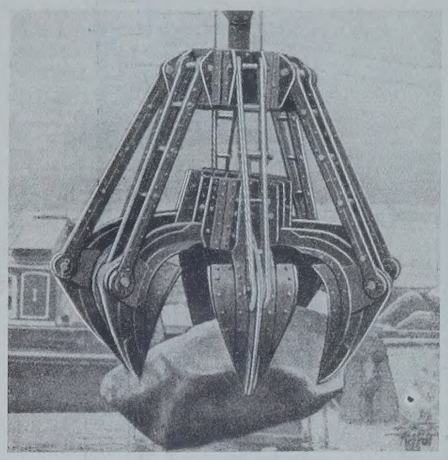


Abb. 1. Schwimmdampfkran mit Polyp beim Aufräumen von gesprengtem Mauerwerk eines Brückenpfeilers.

Abb. 2. Polyp mit einem schweren Steinblock über einer Schute mit Bodenentleerung.

darin eindringen, wobei sie es von der Seite und von unten her zusammenfassen. Es ist klar, daß gerade in unregelmäßigem, grobstückigem Fördergut die Möglichkeit des Eindringens und nachherigen Zusammengreifens beim Polyp infolge dieser kreisförmigen Anordnung der spitzen Schaufeln bedeutend größer ist als bei den Zweischalengreifern. Leistungsversuche bei der Förderung von Kalksteinen, die als Zuschläge bei der Eisenverhüttung verwendet werden, haben gezeigt, daß mit einem Polyp eine mehr als doppelt so hohe Umschlagleistung zu erzielen ist als mit einem gleich schweren Zweischalengreifer. Beim Verladen von sehr grobem Erz ergaben sich ähnliche Verhältnisse.

An verschiedenen Baustellen, wo gesprengtes Mauerwerk oder Felsen zu baggern waren, hat der kleine Polyp von 1,8 t Eigengewicht nicht nur grobes Gestein, sondern selbst Blöcke von mehr als 1000 kg Gewicht und 1 m Kantenlänge mit Sicherheit bewältigt. Diese Fähigkeit verdankt der Polyp seiner geschickten Konstruktion, insbesondere der Ausbildung der Schaufeln, Stangen und Gelenke. Die Unterflasche kann sich entsprechend den auftretenden Widerständen gegenüber der Oberflasche schiefstellen, wodurch sich im Verein mit der großen Seitenbeweglichkeit der Schaufeln eine vielseitige Angriffsmöglichkeit beim Erfassen der verschiedenen Fördergüter ergibt. Aus Abb. 1 ist zu ersehen, wie sich der ganze Greifer der Form des gefaßten Steinblocks entsprechend einstellt, so daß der Block von allen Seiten sicher gehalten wird.

Der Polyp läßt sich ohne weiteres an die Seile eines Kranes, der für Greiferbetrieb eingerichtet ist, anhängen; denn er arbeitet, wie jeder normale Zweiseilgreifer, mit zwei Schließseilen und einem oder zwei Halteseilen. Für die normalen Dampfkrane von 3 t Tragfähigkeit, wie sie von Tiefbaufirmen meistens benutzt werden, ist der Polyp von 1,8 t Eigengewicht und 0,6 m³ Fassungsvermögen am besten geeignet. Ist nur ein Dampfkran für Stückgutbetrieb vorhanden (Abb. 2), so läßt sich in diesen leicht eine Entleerungsvorrichtung einbauen, so daß er auch als Greiferkran arbeiten kann. Anderseits kann der Polyp jedoch auch als Einkettengreifer zum Anhängen an jedes Stückguthubwerk geliefert werden.

Für Arbeiten im Wasser wird zweckmäßig ein schwimmendes Heberzeug verwendet in Gestalt eines Dampfkranes, der feststehend oder fahrbar auf einem Ponton angeordnet ist. Ein solcher Schwimmkran läßt sich leicht an jede Baustelle schleppen und kann auch am Ufer Arbeiten verrichten, soweit die Ausladung des Kranes es gestattet.

Ein weiteres Anwendungsgebiet des Polyp im Tiefbau ist die Trockenbaggerung und das Abteufen von Schächten und Brunnen.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: Direktor bei der Reichsbahn Dr. jur. Witte, bisher bei der R. B. D. Elberfeld, zur R. B. D. Berlin, die Reichsbahnoberräte v. Beck, Mitglied der R. B. D. Mainz, in gleicher Eigenschaft zur R. B. D. Berlin, und Friedrich, Vorstand der Reichsbahn-Betriebsdirektion Chemnitz, als Mitglied zur R. B. D. Dresden, die Reichsbahnräte Moll, bisher bei der Hauptverwaltung in Berlin, als Vorstand zum R. B. A. Hannover 2, Friedrich Wolf, bisher beim R. A. W. Berlin-Grunewald, als Leiter einer Abteilung zum R. A. W. Darmstadt Wagenwerk, Rünzi, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Stendal, zur R. B. D. Altona, Kleinhempel, Vorstand des R. V. A. Bielefeld, in gleicher Eigenschaft zum R. V. A. Münster (Westf.), Dr. jur. Ottmann, bisher bei der R. B. D. Elberfeld, als Vorstand zum R. V. A. Bielefeld, Dr. jur. Borgers, Vorstand des R. V. A. Münster (Westf.), in gleicher Eigenschaft zum R. V. A. Altena (Westf.), und Kirchhoff, bisher beim R. M. A. Hagen (Westf.), als Leiter einer Abteilung zum R. A. W. Stendal, sowie der Reichsbahnassessor Dr. jur. Unverzagt, bisher bei der R. B. D. Erfurt, zur R. B. D. Elberfeld.

Versetzt: die Reichsbahnoberräte Georg Martin, Vorstand des R. B. A. München 3, als Dezernent zur R. B. D. Augsburg, und Ernst Emrich, Vorstand des R. B. A. Zweibrücken, als Dezernent zur R. B. D. Ludwigshafen (Rhein), die Reichsbahnräte Karl Kaufmann, Vorstand des R. B. A. Neustadt (Haardt), in gleicher Eigenschaft zum R. B. A. Kaiserslautern 1. Dr. jur. Adam Götz, bisher bei der R. B. D. Ludwigshafen (Rhein), als Vorstand zum R. B. A. Neustadt (Haardt), Nüssel, Vorstand des R. B. A. Bayreuth, in gleicher Eigenschaft zum R. B. A. Nürnberg 2, Dr.-Ing. Ludwig Schultheiß, Vorstand des R. M. A. München 2, als Dezernent zur R. B. D. Regensburg und Wetzlich, Vorstand des R. B. A. Hoyerswerda, zur R. B. D. Dresden.

Überwiesen: Oberregierungsrat Dr. jur. Walter Schmidt, bisher beim Reichsverkehrsministerium in Berlin, als Mitglied zur R. B. D. Oppeln.

Überwiesen: Reichsbahnamtmann Hafner von der Bahnstation Würzburg Rangierbahnhof zur R. B. D. Würzburg.

In den Ruhestand getreten: Reichsbahnoberrat Hoese, Vorstand des R. B. A. Hannover 2, und die Reichsbahnamtmänner Heinrich Stallmann, Vorstand der Güterabfertigung Bremen Hauptbahnhof, Franz Schwarzer, Vorstand des Verkehrsbureaus bei der R. B. D. Oppeln, und August Greune, Vorstand der Station Schweinfurt Hauptbahnhof.

Gestorben: Reichsbahnoberrat Arnhold Steinbrink, Mitglied der R. B. D. Erfurt.

Besetzung der neuerrichteten Reichsbahn-Betriebs- und Reichsbahn-Verkehrsämter im Bezirk der Reichsbahndirektion Dresden.

A. Reichsbahn-Betriebsämter:

1. Altenburg: Paul Wolf, Reichsbahnrat (Vorstand), Artur Hofmann, Reichsbahnrat. 2. Bautzen: Ritter-Große, Reichsbahnoberrat (Vorstand), Köhn, Reichsbahnrat. 3. Chemnitz 1: Hermann Fischer, Reichsbahnoberrat (Vorstand), Schütze, Reichsbahnoberrat, Lempe, Reichsbahnrat, Meißner, Reichsbahnrat. 4. Chemnitz 2: Ruder, Reichsbahnoberrat (Vorstand), Plagge, Reichsbahnrat. 5. Chemnitz 3: Heidrich, Reichsbahnrat (Vorstand), Gerhard Lehmann, Reichsbahnrat. 6. Döbeln: Kirsten, Reichsbahnoberrat (Vorstand), Dr.-Ing. Sperhacke, Reichsbahnrat. 7. Dresden 1: Kunitz, Reichsbahnoberrat (Vorstand), Seidel, Reichsbahnrat, Groh, Reichsbahnrat. 8. Dresden 2: Lohmann, Reichsbahnoberrat (Vorstand), Hans Krüger, Reichsbahnrat, Dr.-Ing. Hartwig, Reichsbahnrat. 9. Dresden 3: Gretzschel, Reichsbahnoberrat (Vorstand), Mühlhaus, Reichsbahnrat. 10. Dresden 4: Reinhardt, Reichsbahnoberrat, Geheimer Baurat (Vorstand), Günschel, Reichsbahnrat, Dreßler, Reichsbahnrat. 11. Flöha: Uhlfelder, Reichsbahnrat (Vorstand), König, Reichsbahnrat. 12. Freiberg (Sa.): Braune, Reichsbahnrat (Vorstand), Hans Wolf, Reichsbahnrat. 13. Greiz: Herbig, Reichsbahnrat (Vorstand), Endler, Reichsbahnrat. 14. Leipzig 3: Hildebrand, Reichsbahnoberrat (Vorstand), Rud. Müller, Reichsbahnrat, Dr.-Ing. Uhlich, Reichsbahnrat. 15. Leipzig 4: Käufler, Reichsbahnrat (Vorstand), Zetzsche, Reichsbahnrat, Fritz Ebel, Reichsbahnrat. 16. Leipzig 5: Puruckherr, Reichsbahnoberrat (Vorstand), Dettelbach, Reichsbahnrat, Graupner, Reichsbahnrat. 17. Ölsnitz (Vogtl.): Rudolph, Reichsbahnrat (Vorstand), Otto, Reichsbahnbaumeister. 18. Pirna: Ehrlich, Reichsbahnrat (Vorstand), Körner, Reichsbahnrat, Echte, Reichsbahnrat. 19. Plauen (Vogtl.): Wünsche, Reichsbahnrat (Vorstand), Göhring, Reichsbahnrat. 20. Riesa: Wilhelm Hennig, Reichsbahnoberrat (Vorstand), Kriebisch, Reichsbahnrat. 21. Schwarzenberg: Erler, Reichsbahnoberrat (Vorstand), Siegert, Reichsbahnrat. 22. Zittau: Junge, Reichsbahnoberrat (Vorstand), Kratz, Reichsbahnrat. 23. Zwickau (Sa.) 1: Klein, Reichsbahnoberrat (Vorstand), Elsner, Reichsbahnrat, Bauer, Reichsbahnrat. 24. Zwickau (Sa.) 2: Max Schneider, Reichsbahnrat (Vorstand), Rechenberg, Reichsbahnrat.

B. Reichsbahn-Verkehrsämter:

1. Altenburg: Dr. jur. Thost, Reichsbahnrat. 2. Bautzen: Haberland, Reichsbahnamtmann. 3. Chemnitz 1: Bohnitz, Reichsbahnrat. 4. Chemnitz 2: Stäps, Reichsbahnamtmann. 5. Döbeln: Dr. jur. Fuchs, Reichsbahnrat. 6. Dresden 1: Ernst Spannaus, Reichsbahnrat. 7. Dresden 2: Schuchardt, Reichsbahnrat. 8. Leipzig 1: Niedenführ, Reichsbahnrat. 9. Plauen (Vogtl.): Dr. jur. Tschoeltsch, Reichsbahnrat. 10. Zwickau (Sa.): Dietzfelbinger, Reichsbahnrat.

INHALT: Der Einsturz der Stuttgarter Stadthalle. — Die Brücke über den Kleinen Belt. — Die Arbeiten der Reichswasserstraßenverwaltung im Jahre 1928 (Schluß). — Ideenwettbewerb für den Bau einer neuen Rheinbrücke bei Ludwigshafen—Mannheim (Fortsetzung). — Vermischtes: Häfen von Galatz und Braila und die Neubauten an der Sulina-Donaumündung. — Wasserkraftwerk Wolchowstroi bei Leningrad. — Neuer Selbstgreifer für Naßbaggerung. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

7. Jahrgang BERLIN, 5. März 1929 Heft 10

Alle Rechte vorbehalten.

Die „Schleuse Oldenburg" im erweiterten Hunte-Ems-Kanal.

Von Regierungsbaurat **Popken,** Vorstand des Wasserstraßenamtes Oldenburg i. O.

In der „Bautechnik" 1923, Heft 23; 1924, Heft 5; 1927, Heft 22 u. 26 und 1928, Heft 33 u. 35 ist über den Hunte-Ems-Kanal und seinen Ausbau zum 600-t-Kanal einiges berichtet worden. In nachstehendem soll über die jetzt vollendeten Arbeiten zur Herstellung der „Abstiegschleuse Oldenburg" in das Ebbe- und Flutgebiet der unteren Hunte Näheres ausgeführt werden.

Zu Beginn der zweiten Hälfte des vorigen Jahrhunderts wurde der alte Hunte-Ems-Kanal erbaut; trotz seiner geringen Abmessungen erschloß er die großen Hochmoorbezirke im Nordwesten des Oldenburger Landes.

In dem Lageplan 1 : 100 000 (Abb. 1) ist der alte Lauf des Hunte-Ems-Kanals eingetragen mit den neun Schleusen, die das treppenförmige Überschreiten der uhrglasartig gewölbten Oberfläche ermöglichten; aus dem beigefügten Längenprofil 1 : 100 000 (Abb. 2) ist ein noch klareres Bild zu gewinnen. Die alten Schleusen haben durchweg eine Länge von etwa 30 m, eine nutzbare Breite von 5 m und sind zum Teil aus Holz, zum Teil auch, wie Abb. 3 zeigt, nur aus Holzhäuptern hergestellt, während die Kammermauern aus mauerwerkartig aufgepackten Heidesodenwänden ge-

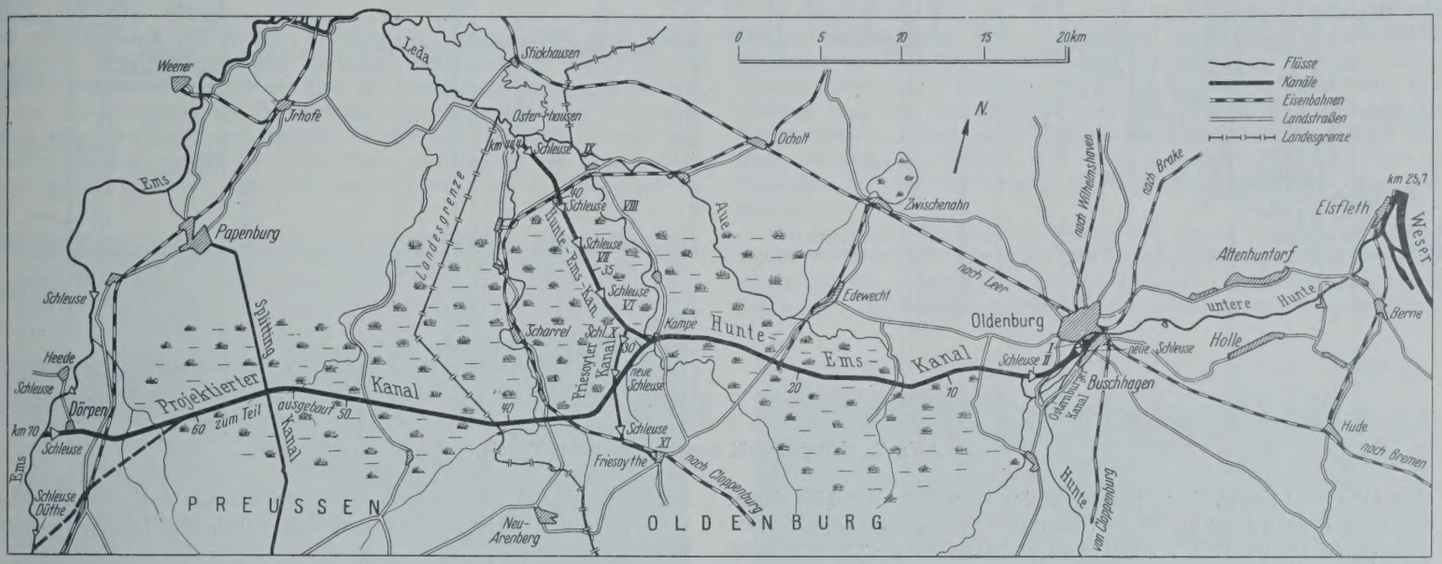


Abb. 1. Lageplan des Hunte-Ems-Kanals von Oldenburg bis Osterhausen, km 0 — 44,4.

Wo sich früher weite, öde Moore erstreckten, die kaum von eines Menschen Fuß betreten wurden, wachsen heute fast alle für die Volksernährung notwendigen Früchte. In den blühenden Kolonaten und Industriewerken, die längs des Kanals bis tief ins Moor hinein entstanden sind, finden heute viele Volksgenossen Brot und Verdienst.

Der Hunte-Ems-Kanal geht von Oldenburg von der Hunte ab und verläuft in fast gerader westlicher Richtung durch die Hochmoorgebiete zur Leda, die bei Leer von der Ems aufgenommen wird; der Kanal hat eine Länge von etwa 40 km, seine Abmessungen betragen: 13,50 m Spiegelbreite, 1,50 m Wassertiefe und 9 m Sohlenbreite (vergl. Lageplan Abb. 1). Es sind dies die Abmessungen, in denen man bis zum Bau des erweiterten Finowkanals solche Binnenwasserstraßen ausführte. Die Abmessungen sind nicht gerade groß, aber der Kanal wurde dennoch für die von ihm durchzogenen Gebiete ein wahrer Segenbringer, da er die einzige Verkehrsstraße in dem öden Moore bildete und für die sich nach und nach ansiedelnden Kolonisten das einzige Hilfsmittel für den Verkehr mit der Außenwelt darstellte. Es ist ein bekannter Grundsatz, daß das Moor so lange tot ist, als ein Kanal fehlt; Kanäle sind in den Mooren die pulsierenden Lebensadern, die den Kolonisten und Moorgesellschaften dasjenige Mittel in die Hand geben, das ihnen ein erträgliches Leben und eine gesicherte Entwicklung gestattet.

Die Moore, die der Kanal durchschneidet, gehören zu den sogen. Hochmooren. Während sich Niederungsmoore stets im Bereiche von Grundwasserstauungen entwickeln, kann sich das hauptsächlich auf Niederschlagwasser und Luftfeuchtigkeit angewiesene Hochmoor mehrere Meter über den örtlichen Mineralgrundwasserspiegel erheben. Im Laufe der Jahre haben die gesamten Hochmoore eine Mächtigkeit von 8 bis 10 m erreicht, und es entsteht die so charakteristische, uhrglasartig gewölbte Oberfläche; das Hochmoor ist ein gewaltiger Riesenschwamm, der das an ihn gelangende Wasser begierig aufsaugt und festhält. Wird jedoch durch Eingriff der Menschen das Wasser entzogen, so sinkt das Moor zusammen und verdichtet sich. Aufmessungen haben ergeben, daß die Moore am Hunte-Ems-Kanal bei 10 m Mächtigkeit in etwa 70 Jahren um 3 m zusammengeschrumpft sind.

bildet sind; über die Entstehung dieser Heidesoden geben die oben angezogenen Aufsätze näheren Aufschluß[1]). Diese Schleusen sind zum Teil 70 Jahre alt, haben sich in diesem Moorgebiet sehr gut bewährt, sind billig in der Herstellung und zuverlässig und leicht zu bedienen. Abb. 3 zeigt die Konstruktionseinzelheiten; wichtig ist, daß das über Wasser liegende Holz Eichenholz ist, während für die unter Wasser liegenden Bauteile wegen der Konservierung durch das Moorwasser Kiefern- oder sogar Tannenholz genügt.

Durch den angelegten Kanal ist dem Moor das Wasser entzogen, und die Oberfläche neigt sich dadurch nach dem Kanal zu stark ab; die Scheitelstrecken zwischen Schleuse III, km 13,361, Schleuse IV, km 13,530 und Schleuse V, km 21,907 konnten durch das Setzen des Moores von + 7,40 NN um 2,40 m gesenkt werden, so daß der Wasserspiegel in Höhe von + 5 NN von Schleuse II, km 5,485 bis Schleuse IV, km 34,860 in einer Höhe durchgeführt und das Kanalbett mit kleinen Unterbrechungen an den Flußniederungen fast ganz in den auf + 5 NN sich erstreckenden Sanduntergrund eingeschnitten werden konnte (Abb. 2).

Der alte Hunte-Ems-Kanal (Abb. 1) zweigt von der unteren Hunte bei km 0 bei Oldenburg ab, übersteigt, wie oben beschrieben, das Hochmoor, um zum Ebbe- und Flutgebiet der Ems abzusteigen; etwa bei km 44,4 bei Osterhausen liegt die letzte Schleuse IX; sie vermittelt den Abstieg in die Flußläufe Sagter-Ems, Leda und Ems.

Seit dem Jahre 1922 wird der Hunte-Ems-Kanal, auch Küstenkanal genannt, vom Reich und Oldenburger Staat gemeinsam auf seiner Anfangsstrecke von etwa 30 km bis zur Ortschaft Kampe zum 600-t-Kanal ausgebaut; sämtliche Bauwerke sind jedoch gleich so angelegt, daß ein Umbau bei der Erweiterung des Kanals für 1000-t-Schiffe nicht mehr notwendig wird. Bei der Ortschaft Kampe, d. i. km 29,3, folgt der Küstenkanal, der eine kürzere Verbindung von der Weser zur Ems schaffen soll, nicht mehr der alten Kanallinie, sondern er schwenkt in südwestlicher Richtung auf Dörpen bezw. Düthe zu, nach der Ems zu. Der Schiffahrtweg führt dann in kürzester Linie von der Weser bei Elsfleth

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1924, Heft 5.

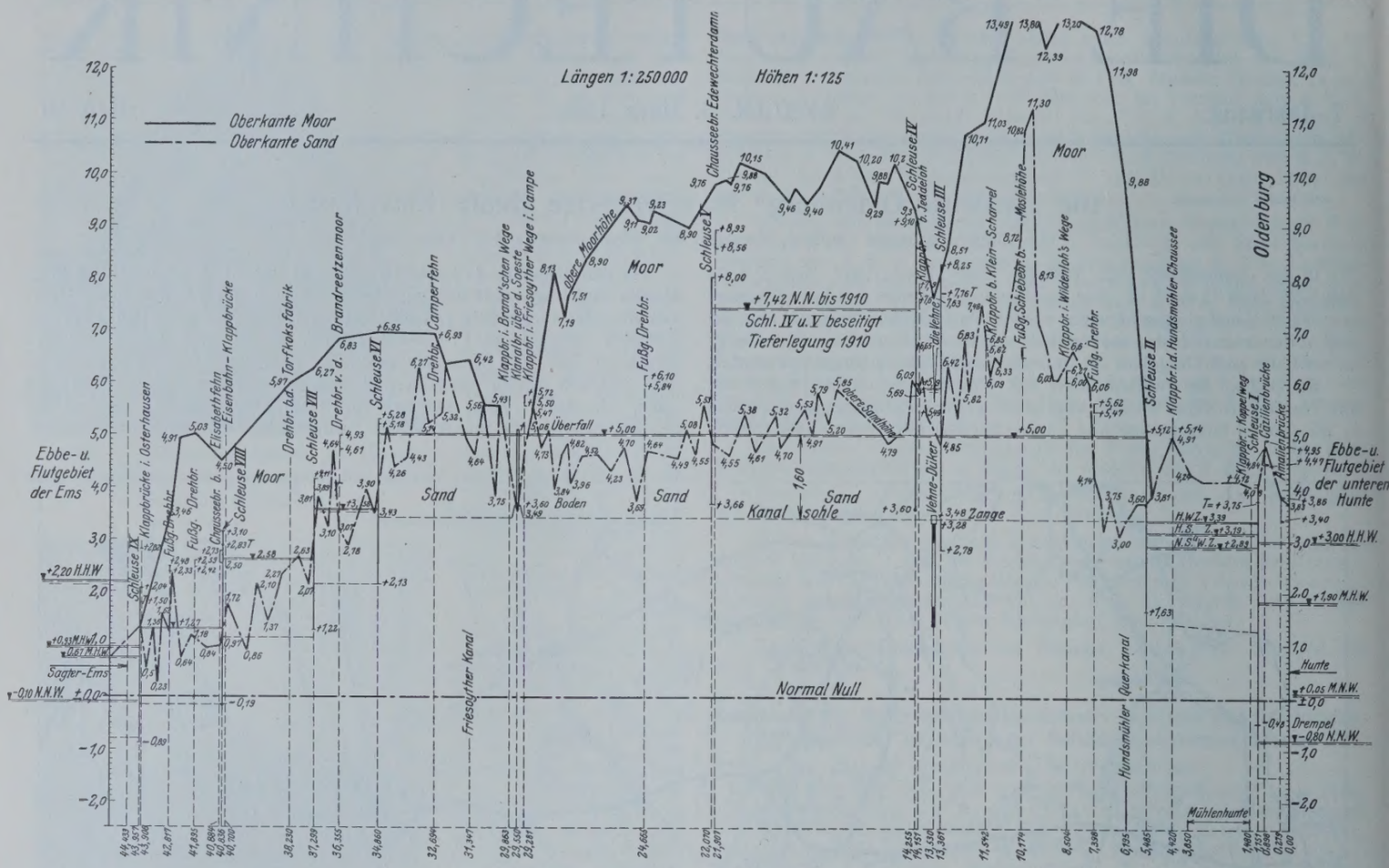


Abb. 2. Längenprofil des Hunte - Ems - Kanals.

über die untere Hunte, über den ausgebauten Hunte-Ems-Kanal bis Kampe und verläuft dann über die im Bau begriffene Strecke nach Dörpen bezw. Düthe. Der Dortmund-Ems-Kanal stellt die Verbindung zum Ruhrgebiet dar. Dieser Küstenkanal liegt ganz im Sandboden eingeschnitten, und in dem fast ebenen Gelände sind die Erdarbeiten gering; es ist möglich, mit nur zwei Schleusen, der einen bei Oldenburg, der anderen an der Ems, bei einer Länge von 70 km auszukommen. Diese lange Kanalhaltung, bei der die Schiffahrt ungehindert betrieben werden kann, ist ein großer Vorteil für die Baufähigkeit des Kanals, da jeder Aufenthalt vor und in den Schleusen Zeit- und Geldverlust, also Frachtverteuerung bedeutet.

Die Bauarbeiten an der 30-km-Strecke sind nunmehr so weit fortgeschritten, daß sie im Jahre 1928 zum Abschluß gelangen; auch die Restarbeiten zur Herstellung der bei km 1,8 erbauten „Schleuse Oldenburg" sind vollendet, und es kann nunmehr über die Ausführung Näheres berichtet werden. Während, wie oben gesagt, der Sanduntergrund durch-

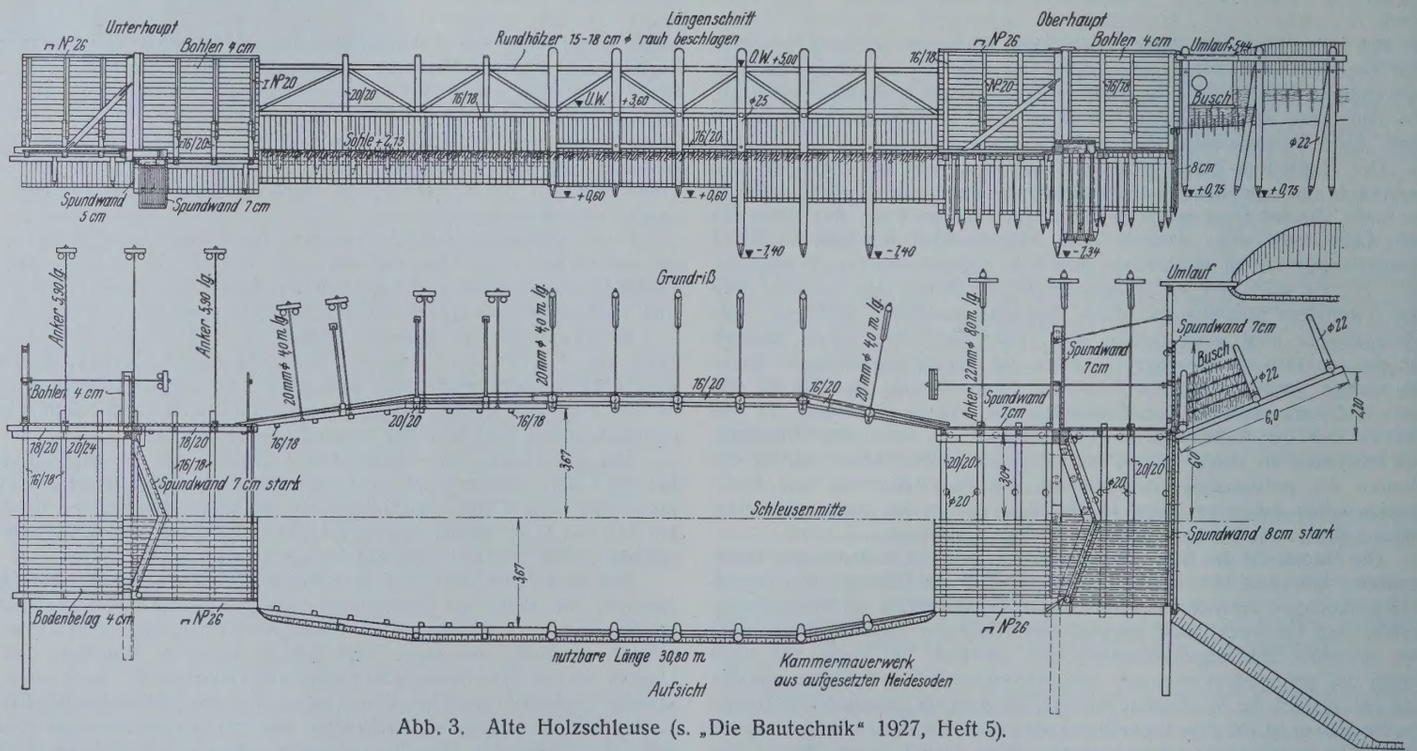


Abb. 3. Alte Holzschleuse (s. „Die Bautechnik" 1927, Heft 5).

weg in Wasserspiegelhöhe liegt und der Kanal eingeschnitten werden konnte, erhebt sich der neue Wasserspiegel in der Nähe von Oldenburg von km 1,8 bis km 4,2 etwa 2,50 m über Gelände. Auf dieser Strecke ist der Kanal gleich als 1000-t-Profil ausgebaut, da das spätere Einbringen der dichtenden Tonschicht sehr schwierig und unsicher gewesen wäre.

Über die Bauart der Schleuse selbst sei nunmehr folgendes ausgeführt: Der normale Oberwasserspiegel liegt auf + 5,00 NN und der angestaute Wasserspiegel, auch durch Windstau hervorgerufen, auf etwa + 5,50 m NN. Der Unterwasserspiegel wechselt mit dem der unteren Hunte und unterliegt dem Einfluß der Ebbe und Flut: NNW — 0,80 m NN, so daß demnach das Gefälle der Schleuse zwischen 2,00 und 5,80 m schwankt. Die Schleusenachse ist gegen die Kanalachse um 22 m nach Süden verschoben, damit für eine spätere Erweiterung der Schleusenanlage die Kanalachse mit der Mittellinie von zwei Schleusen zusammenfällt. Vor und hinter den Häuptern ist der Kanal auf 300 m Länge verbreitert worden, so daß die notwendigen Vorhäfen für den Schiffverkehr entstanden (s. Abb. 4). Die Schleuse hat, auch mit Rücksicht auf die

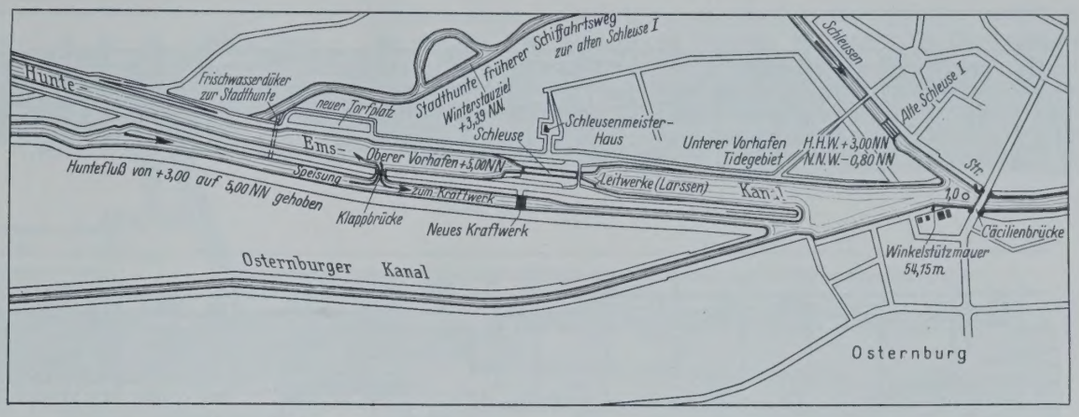


Abb. 4. Lageplan von Schleuse, Kraftwerk und der Zusammenführung von Huntefluß und Kanal.

säure, die sowohl im Grund- als auch im Kanalwasser enthalten ist, bekam das gesamte Bauwerk in allen Stellen, die mit dem Kanalwasser in Berührung kommen, eine Verblendung aus Bockhorner Klinkern, die in Zement-Traßmörtel: 1 Zement, 0,3 Traß, 3 Sand verlegt und durch Verzahnung innig mit dem Bauwerk verbunden wurde. Die Rückseite der Kammermauern erhielt einen Doppelanstrich mit Inertol; auf die Zusammensetzung des Bodens und seine aggressive Wirkung wird im folgenden bei der Schilderung der Untergrundverhältnisse näher eingegangen.

Nachdem die Entwürfe im großen und ganzen fertig gestellt waren, wurde im Jahre 1920 bereits mit den Vorarbeiten: Absteckungen, Bodenuntersuchungen, Einbringen von Grundwasserbeobachtungsbrunnen usw. begonnen. Die Arbeitslosigkeit und die Unterbringung von Notstands-

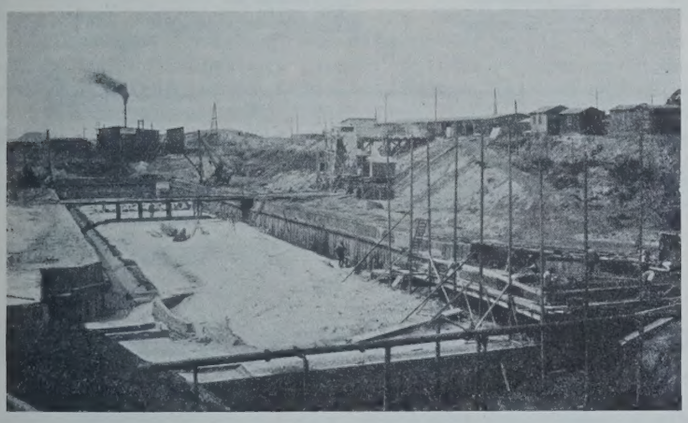


Abb. 5. Beginn der Betonarbeiten, Transportbrücke, Mischmaschinen, rechts Lagerplatz.

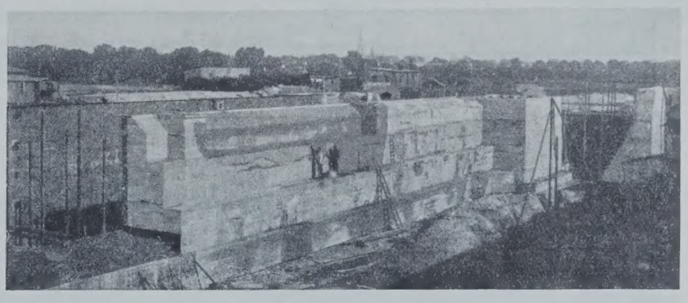


Abb. 6.
Baublöcke der Schleuse mit Trennungsfuge.

10,50 m breiten Flußkanalschiffe, eine lichte Weite von 12 m und eine nutzbare Länge von 105 m erhalten und kann somit einen 80 m langen Kahn von 1000 t Tragfähigkeit nebst einem Schlepper aufnehmen. Der Drempel liegt im Unterhaupt auf — 3,80 m NN, so daß die Wassertiefe bei niedrigstem Wasserstande mindestens 3,00 m beträgt. Der Drempel am Oberhaupt liegt dementsprechend auf + 2,00 NN. Die Oberkante der Mauern des Oberhauptes und der Kammern liegt auf + 6,00 NN, die des Unterhauptes auf + 4,00 NN. Der Höhenunterschied wird, wie aus der Zeichnung und den Lichtbildern ersichtlich, durch eine Treppe ausgeglichen. Die Sohle der Schleuse ist auf — 3,80 NN verlegt worden. Wegen des verhältnismäßig hohen Schleusengefälles und der für den Kanal erforderlichen Wassererspamis sind lotrechte Kammermauern vorgesehen, die massiv in Beton mit einseitiger Klinkerverkleidung hergestellt sind; aus gleichem Material bestehen auch die Häupter und die Sohle, letztere allerdings mit Eiseneinlage. Um einen gegen Moorsäure widerstandsfähigeren Beton mit großer Dichtigkeit herzustellen, ist der Mischung bayerischer Traß beigemischt worden. Die Mischungsverhältnisse sind wie folgt festgelegt: für die Schleusensohle 1 Zement, 0,3 Traß, 2,5 Sand, 5 Kies, für das aufgehende Mauerwerk 1 Zement, 0,3 Traß, 3,25 Sand und 6 Kies.

Die Sohle ist 2,33 m stark und hat zur Sicherung gegen Aufbruch infolge ungünstiger Belastung durch Wasserauftrieb eine Rundeiseneinlage von acht Rundeisen für 1 lfd. m von 30 mm Durchm. erhalten; diese Eisen binden gleichzeitig als Versteifung des Bauwerks in die Seitenmauern ein (Abb. 5). Während die Sohle ohne Fugen hergestellt ist, erhielten die Kammermauern in Abständen von 30 m je vier Trennungsfugen, die mit einer doppelten Dachpappeinlage gedichtet wurden (Abb. 6). Diese Trennungsfugen sind angeordnet, um Rissebildungen bei ungleichmäßigem Setzen des Bauwerks zu verhindern und um die Temperaturschwankungen auszugleichen. Zum Schutze gegen den zersetzenden Einfluß der Moorarbeitern zwangen die oldenburgische Regierung, die Arbeiten beschleunigt in die Wege zu leiten.

Wie aus Abb. 1 ersichtlich, liegt die „Schleuse Oldenburg" im Süden der Stadt bei km 1,800 der neu zu erbauenden Teilstrecke des Hunte-Ems-Kanals (Küstenkanal). Das Gelände, der sogenannte Buschhagen, auf dem die Schleuse gebaut wurde, liegt im Durchschnitt auf Ordinate + 2,75 NN, und zwar ist es das Gelände, das sich zwischen dem großen Diluvialrücken Hundsmühlen/Oldenburg und dem Flugsandrücken Oldenburg-Tungeln-Wardenburg erstreckt. Zwischen diesen beiden Höhenrücken hat die Hunte seit Jahrtausenden hin und her gependelt und mit der Zeit ein 5 bis 6 m mächtiges Alluvium abgelagert. Wie der Name schon sagt, stand hier, nachdem die Sümpfe immer mehr verschwanden und zuwuchsen, ein großer Bruchwald, der aber im 18. Jahrhundert abgeholzt wurde, so daß das Gelände in fruchtbares Wiesen- und Weideland umgewandelt werden konnte. Bis hier lief durch die untere Hunte von der Nordsee her durch die Weser Ebbe und Flut, Schlick ist hier jedoch nicht abgelagert, so daß Marschboden nicht zu finden ist; die obere Hunte hat vielmehr hier nur grob- und feinkörnige Sande abgelagert, die streckenweise Eisenoxydhydrate rostrot gefärbt haben und an vielen Stellen harte Ortsteinbänke bilden. Durch den Lebens- und Fäulnisvorgang von Pflanzen hat sich in früheren Zeiten in dem alten Huntebett schlammiges Eisenoxyd niedergeschlagen, das wieder Lager von Raseneisenerz bildet. Bei diesem Vorgange scheiden sich dann auch immer andere Eisen- und Phosphorverbindungen aus. So verlief unter der obersten Sandablagerungsschicht in einer Tiefe von etwa 1,50 m unter dem Gelände eine etwa 1 m mächtige Vivianitschicht (Blaueisenerz genannt), die durch ihre leuchtend grüne und im trockenen Zustande kobaltblaue Färbung ins Auge fällt. An manchen Stellen stieß man bei den Bohrungen auf moorige Schichten (Darg), die als die letzten Ablagerungsflächen der Hunte angesprochen werden konnten. Die Schleusenbaugrube, die auf — 7,18 m NN

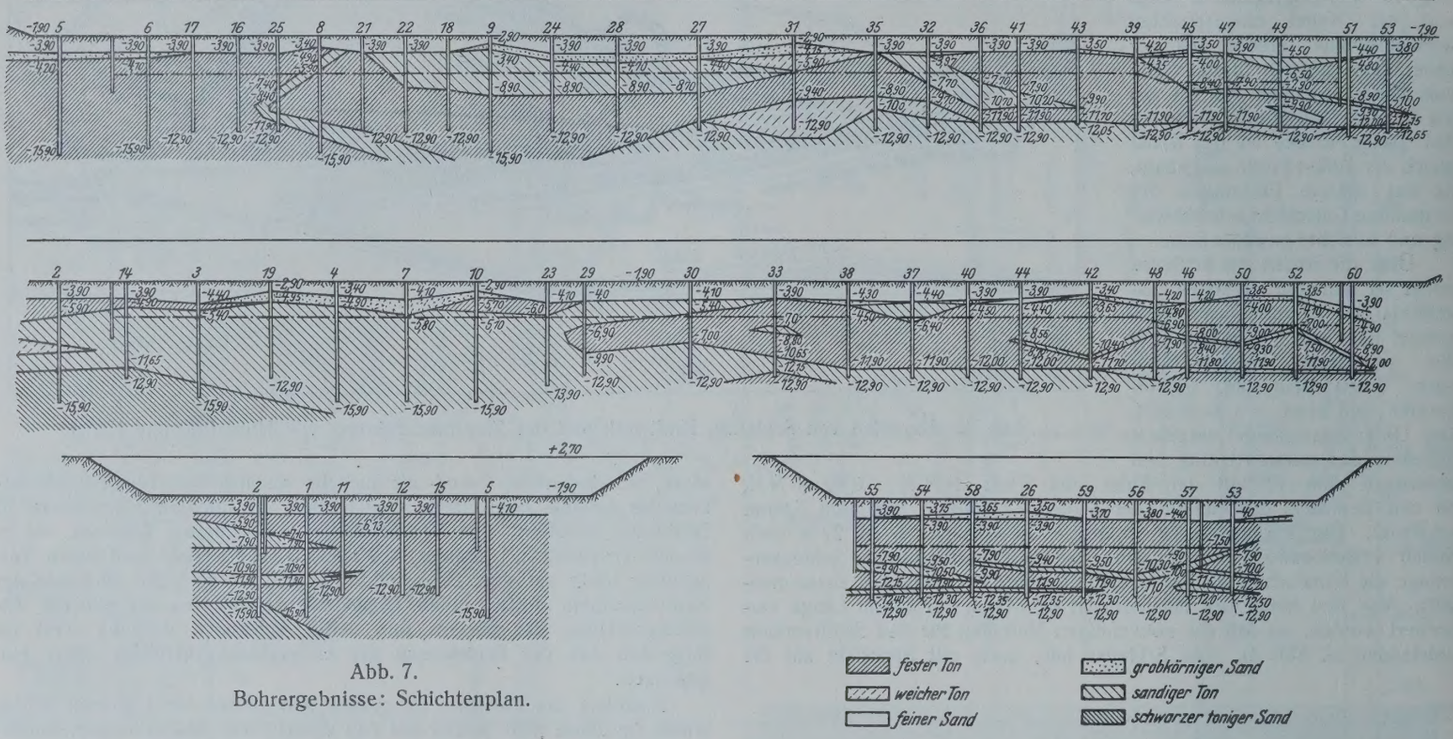


Abb. 7.
Bohrergebnisse: Schichtenplan.

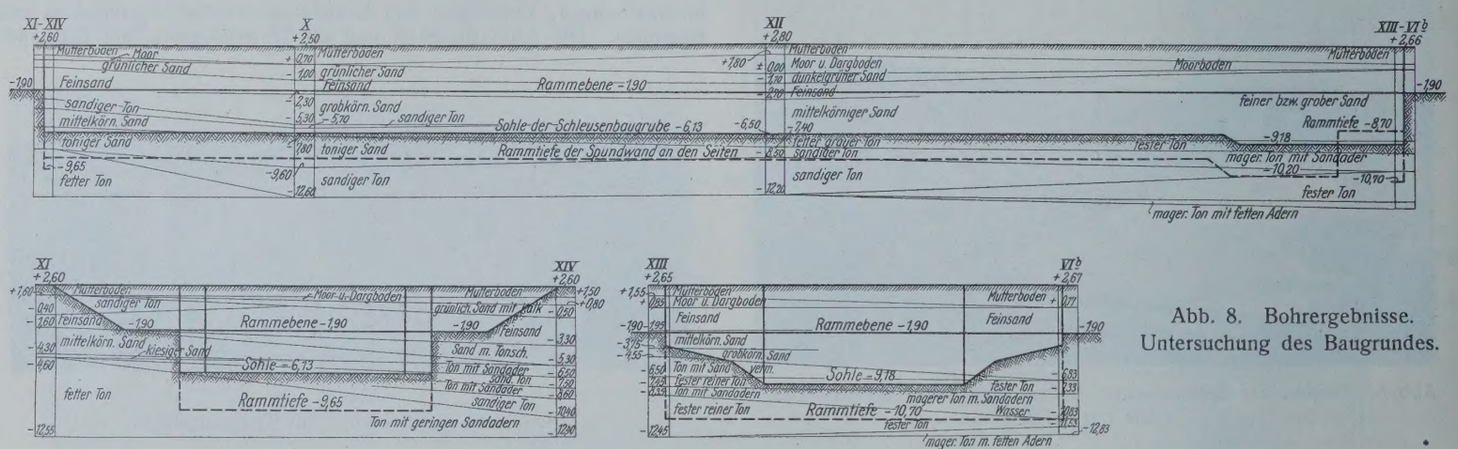


Abb. 8. Bohrergebnisse. Untersuchung des Baugrundes.

und —6,13 m NN, also etwa 8,88 bis 9,93 m unter Gelände zu liegen kam, reichte noch einige Meter tiefer als das alte Huntealluvium und drang in das Diluvium ein. Dieses Diluvium bestand, wie die Bohrungen und späteren Ausschachtungen ergeben haben, aus hartem, aber sehr feinem tonigem Sande, der von weißen Sandadern durchzogen war. Selbst starke Tonnester waren vereinzelt eingesprengt; an der Struktur und den Lagen der einzelnen Bodenschichten war ohne weiteres zu sehen, daß große mächtige Verschiebungen und Pressungen stattgefunden hatten, deren Ursprung wohl in Gletscherschiebungen zu suchen ist. Die Beschaffenheit des Untergrundes war derartig verworfen, daß sich Schichtenlinien gleicher Beschaffenheit kaum aufstellen ließen (vergl. Abb. 7 u. 8). Überall wurden in den verschiedensten Höhenlagen Schichten von Wurzeln, Laub und Ästen, ja sogar Baumstümpfe vorgefunden, die darauf schließen ließen, daß das Gelände bereits mehrmals bewachsen gewesen sein mußte. Durch Überschwemmungen oder sonstige Naturereignisse wurde dann das ganze Pflanzenleben wieder vernichtet; drei bis vier Laubablagerungsschichten ließen sich übereinander mit Bestimmtheit feststellen. Die Bohrergebnisse waren derartig verschieden und ungewiß, daß die Gründung der Schleusensohle erst bestimmt werden konnte, als die Erdmassen aus der Schleusenbaugrube bis zur Rammebene, die auf —1,90 NN lag, herausgefördert waren und somit eine genaue Kenntnis des Untergrundes vorlag.

Das Grundwasser, das in der ganzen Hunteniederung bereits annähernd 0,50 bis 1,50 m unter dem Gelände stand, wirkte bei den Ausschachtungsarbeiten außerordentlich störend, da vor allen Dingen mit sehr starkem Wasserandrang zu kämpfen war. Während das Oberflächengrundwasser bis auf schwache Beimengungen von Eisen und Kohlensäure verhältnismäßig rein war, waren in dem tiefen Grundwasser Bestandteile von Eisen, Kalk, Magnesia, Chlor, Kohlen-, Kiesel-, Schwefel- und Moorsäure in starken Mengen vertreten. Die Grundwasserabsenkungsbrunnen waren stets ortsteinartig verkittet und wurden nach und nach vollständig angefressen, so daß an der Grundwasserabsenkungsanlage erhebliche Ausbesserungen notwendig wurden. Weiterhin trat erschwerend hinzu, daß der Boden das Wasser nur sehr schlecht abgab; auf den einzelnen Bodenschichten lief das Wasser in verschiedenen Tiefen entlang und konnte an den Brunnen nur künstlich durch große durchgehende Kiesfilter zu den Brunnenfiltern geführt werden.

Nach Beendigung der Vorarbeiten und nachdem das verschiedene Baugerät herbeigeschafft war, wurde Anfang August 1922 von der Tiefbaufirma Julius Berger A.-G., Berlin, mit den ersten Erdarbeiten für den Aushub der Schleusenbaugrube begonnen. Zunächst wurde die Baugrube in einer Neigung 1 : 1,5 durch einen großen B-Bagger der Lübecker Maschinenfabrik (Stärke 60 PS, tägliche Leistung 800 bis 1000 m²) bis zu der obenerwähnten Rammebene —1,90 NN ausgehoben. Die Entwässerung geschah durch offene Wasserhaltung, indem das Wasser durch eine 15-cm-Kreiselpumpe abgepumpt wurde. Der Wasserandrang war derartig stark, daß Tag und Nacht rd. 20 l/Sek. ausgepumpt werden mußten. Ohne weitere Zwischenfälle wurden diese Arbeiten ausgeführt und etwa 40000 m³ in die Kanaldämme und den Materialienlagerplatz neben der Schleuse geschafft (Abb. 9 u. 11), so daß im Januar 1923 die gesamte Schleusenbaugrube bis zur Tiefe von —1,90 NN ausgehoben war. Als die Erdarbeiten beendet waren, hörten auch die Pumparbeiten auf, und in kurzer Zeit stand die gesamte Baugrube wieder unter Wasser. Die vorgesetzten Behörden bestimmten daher, daß die weiteren Arbeiten im Schutze einer Grundwasserabsenkung ausgeführt werden sollten, um insbesondere zu vermeiden, daß der mit Sand stark durchsetzte Boden, in dem sich bereits Quellen bildeten, aufgelockert und damit das Bauwerk gefährdet wurde.

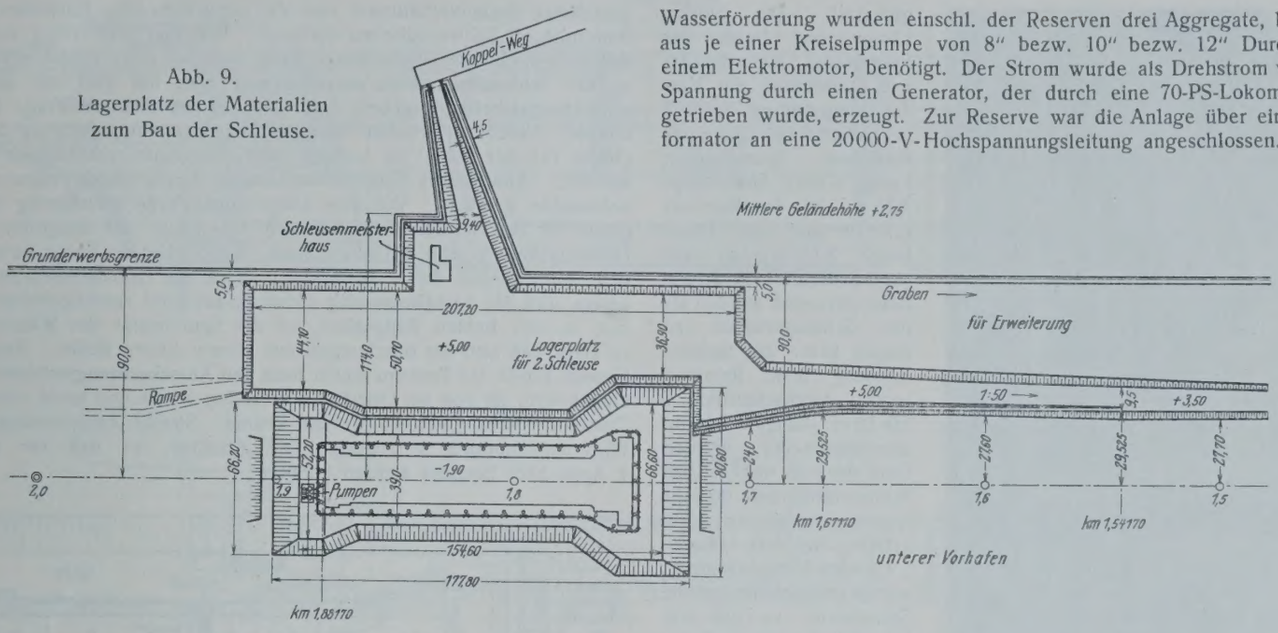


Abb. 9.
Lagerplatz der Materialien zum Bau der Schleuse.

Die Siemens-Bau-Union Berlin erhielt auf Grund einer öffentlichen Ausschreibung die Grundwasserabsenkungsarbeiten übertragen und begann am 12. März 1923, nachdem die Baugrube wieder leer gepumpt war, die Brunnenanlage einzubauen (Abb. 10). Die Grundwasserabsenkung für den Schleusenbau „Oldenburg" war nicht so sehr wegen des Wasserandrangs, der sich in mäßigen Grenzen hielt, als vielmehr wegen des viele Schwierigkeiten verursachenden geologischen Aufbaues des Untergrundes bemerkenswert. Die Bohrergebnisse sind in Abb. 8 wiedergegeben; wie oben geschildert, konnte in den oberen Schichten wegen des vorhandenen Huntesandes das Grundwasser mittels offener Haltung bis — 1,90 NN abgesenkt werden. Die weitere Absenkung mußte durch Rohrbrunnen bewirkt werden, die außerhalb der die Baugrube einschließenden Spundwand angeordnet wurden. Nach den Bohrungen ergab sich für den Untergrund im wesentlichen folgendes Bild: Von — 1,90 NN bis — 3,90 NN fand sich auch in den tieferen Schichten hauptsächlich feinerer Sand und von — 3,90 NN bis 4,10 NN eine stark wasserführende Kiesschicht. Von Ordinate — 4,10 NN ab wurde sandiger nasser Ton angetroffen, untersetzt mit Sandnestern und durchzogen von Schwimmsandadern, in denen das Wasser unter artesischem Druck, was bei offener Haltung zu starker Quellbildung geführt hätte, stand.

Die Achse der als Ringstaffel ausgebildeten Saugeleitung wurde im allgemeinen auf Ordinate — 1,50 NN, am Unterhaupt, wo die Haltung später eingebaut wurde, auf Ordinate — 3,00 NN verlegt. Da die tiefsten Sohlenordinate — 7,18 NN betrugen, war durch die Brunnen eine Absenkung von 5,28 m innerhalb der Spundwand zu erzielen. Außerdem mußte durch die Anlage außerhalb der Spundwand und in 3 m Entfernung von dieser bis — 3,90 NN zum Verlegen der Spundwandanker abgesenkt werden (Abb. 5 u. 11).

Die Brunnen bestanden aus 6zölligen Tressefiltern, die mit einem Kiesmantel umgeben waren und bis zu 14 m tief gebohrt wurden, um das artesische Wasser genügend erfassen zu können (Abb. 7). Für die Wasserförderung wurden einschl. der Reserven drei Aggregate, bestehend aus je einer Kreiselpumpe von 8" bezw. 10" bezw. 12" Durchm. und einem Elektromotor, benötigt. Der Strom wurde als Drehstrom von 380 V Spannung durch einen Generator, der durch eine 70-PS-Lokomobile angetrieben wurde, erzeugt. Zur Reserve war die Anlage über einen Transformator an eine 20000-V-Hochspannungsleitung angeschlossen. Zur Erhöhung des Wirkungsgrades war, da Gasgehalt des Grundwassers befürchtet werden mußte, die Pumpstation mit einer Entlüftungsanlage verbunden.

Es wurde zunächst am Oberhaupt ein Probebetrieb mit zehn Brunnen aufgenommen. Erst als sich hierbei zeigte, daß die Anlage den gewünschten Erwartungen entsprach und imstande war, die erforderliche Absenkung zu erreichen, wurde sie mit insgesamt 72 Brunnen voll ausgebaut. Im Verlaufe des Betriebes wurden für die Wasserhaltung im Vorhafen zwei Elmoschraubenpumpen eingebaut, die für die Trockenhaltung des Vorhafens genügten, da das Wasser auch dort zum größten Teil durch die Brunnenanlage mit entfernt wurde.

Abb. 10. Bis zur Rammebene ausgehobene Baugrube.
Übergang von offener Wasserhaltung zur Grundwasserabsenkung.

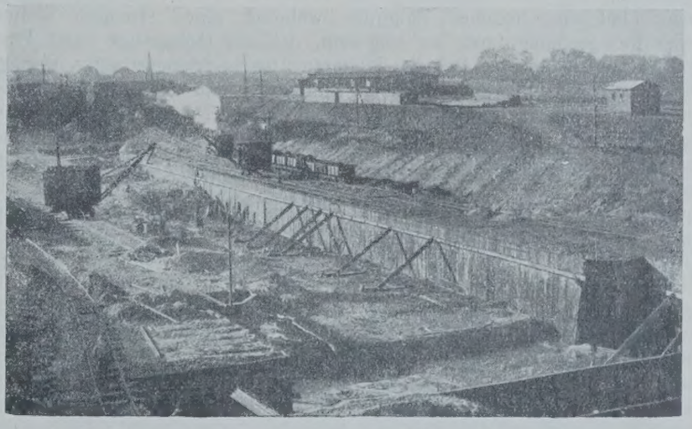


Abb. 11. Ansicht der ganzen Schleusenbaustelle.
Zwei Kübelkrane heben den Boden aus zwischen den Spundwänden, auf schiefen Ebenen wird der Boden abtransportiert; rechts Lageplatz mit Schuppen und im Hintergrunde Kieshaufen.

Die gesamte Grundwasserabsenkungsanlage blieb auf Verfügung der vorgesetzten Behörden solange im Betrieb, bis die Schleuse fertig und die eisernen Tore eingebaut waren; mit dem Ausbau einzelner Brunnen wurde jedoch dem Fortgange der Betonarbeiten entsprechend nach und nach begonnen.

Nachdem die Schleusenbaugrube bis zur Rammebene von — 1,90 NN durch Bagger fertiggestellt und ein Teil der Brunnen eingebaut und bereits in Betrieb genommen war, wurde mit dem Rammen der Spundwand, die das ganze Schleusenbauwerk umfassen sollte, begonnen. Während bis zur Ordinate — 1,90 NN der Erdaushub unter natürlichen Böschungen geschah, sollte zwischen den Spundwänden senkrecht heruntergeschachtet werden. Eine Gegenüberstellung der Kosten ergab, daß eine Spundwandanordnung billiger war als der Mehraushub bis zur Sohle des Schleusenbauwerks. Am 2. Mai 1923 wurde mit den Rammarbeiten begonnen; zwei Firmen, die Tiefbaufirma H. Möller, Wilhelmshaven, und die Tiefbaufirma Schomburg & Co. Nachf. Inh. Wolters, Oldenburg, übernahmen die Arbeiten und stellten je eine Seite der 345 m langen Spundwand fertig. Mitte Juni 1923 war diese mit Einbau der Anker fertig

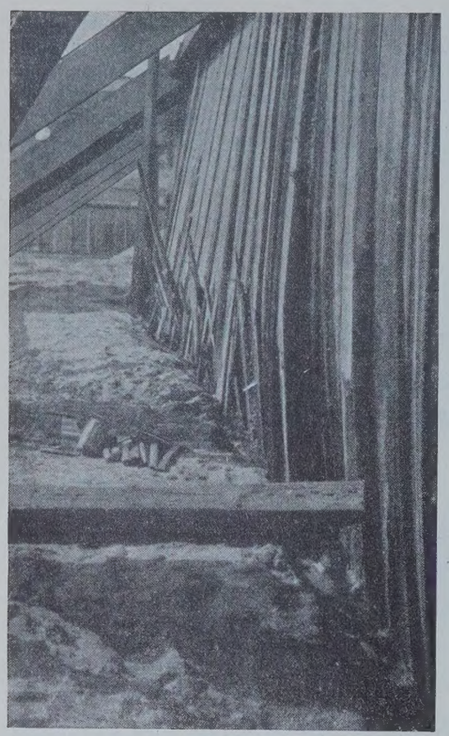


Abb. 12.
Ausgewichene und zerbrochene Spundwand.

gerammt. Die Stärke, Länge und Form der Spundwand, auch die Art und Anordnung der Verankerung, sind aus Abb. 11 ersichtlich. Die Länge der einzelnen Spundbohlen betrug am Unterhaupt 8,75 m, in der Kammer 6,75 m und am Oberhaupt 7,75 m, so daß sie durchschnittlich 2,50 m tiefer gerammt wurden als die Schleusensohle zu liegen kam; die tägliche Leistung beim Rammen betrug durchschnittlich 7 bis 10 m. Längs des Kammermauerwerks wurden trotz der sehr ungünstigen Bodenverhältnisse tägliche Leistungen bis zu 15 m erzielt. Bei den späteren Ausschachtungsarbeiten wurde festgestellt, daß die Spundwand so gut wie wasserdicht war und nur vereinzelte Bohlen ausgewichen waren. Auf Anordnung der vorgesetzten Behörden, auch der Kostenersparnis wegen, wurden zur Herstellung der Spundwand tannene Spundbohlen (Schwarzwald-Tanne) gewählt. Die später gemachten Erfahrungen haben jedoch gezeigt, daß die Verwendung von Tannenholz, vor allen Dingen bei ähnlichen Bodenverhältnissen, wie sie hier vorlagen, nicht angebracht war und daß sich die Mehrausgaben bei Verwendung von Kiefernholz ohne weiteres hätten bezahlt gemacht. Es muß allerdings hier erwähnt werden, daß die Spundwand bei ausgehobener Baugrube während eines strengen Winters über frei gestanden hat; es mag sein, daß das Holzgefüge durch Frost gelitten hat (Abb. 12). Bei den weiteren Ausschachtungsarbeiten war die Spundwand auf kürzeren Strecken zersplittert und bis zu 1,10 m ausgewichen; auch die Gurtholme 20/24 cm waren teilweise glatt gebrochen. An den Stellen, wo die eisernen Anker fest liegen geblieben waren, hatten sich die Unterlagsplatten und Schraubenmuttern tief in die Holme eingefressen und das Holzgefüge an diesen Stellen zerstört. Das Anbringen größerer Unterlagsplatten konnte das Ausweichen der Spundwand nicht aufhalten, erst eine teilweise Absteifung nach der Baugrube zu (Abb. 11) gebot dem Ausweichen der Spundwand Einhalt. An den Stellen, wo die Spundwand gebrochen war, wurde eine wagerechte Absteifung in 1,50 m Höhe über der Baugrubensohle durch die Baugrube angebracht; an den noch nicht ausgewichenen Strecken blieb zur Sicherheit ein kleiner Erdkeil vor der hölzernen Spundwand sitzen, der erst kurz vor Einbringen des Betons der Sohle entfernt wurde. Selbst die Anker hatten sich, obwohl sie weit außerhalb der Gleitlinie lagen, mit der Spundwand und dem dahinter liegenden Erdreich nach vorn bewegt. Die Ursachen dieser Mängel sind wohl darin zu suchen, daß man bei der Berechnung der Spundwand eine reichlich große Beanspruchung für Tannenholz zugelassen hatte und daß die Tiefbaufirma Julius Berger, die auch den Erdaushub zwischen den Spundwänden ausführte, mit sehr schwerem Gerät arbeitete und das Erdreich durch starke Stöße zeitweise dauernd in Bewegung setzte. Das von der Böschung abfließende Tagewasser mag auch an dem Ausweichen Schuld gewesen sein. Die Spundwand selbst ist mit Rücksicht auf die Unterspülungsgefahr bei den sehr wechselnden Bodenschichten stehen geblieben. Die Gurthölzer, Anker und Ankerplatten wurden, nachdem die Sohle und ein Teil der Mauern fertig gestellt war, wieder entfernt und anderweitig verwendet.

Am 6. August 1923 begann die Tiefbaufirma Julius Berger, Berlin, mit dem Erdaushub zwischen den Spundwänden. Auf beiden Seiten der Schleusenbaugrube war auf der Rammebene — 1,90 NN je ein Kübelkran aufgestellt, der die von Hand gefüllten Kübel ($^3/_4$ m³ Inhalt) aus der Baugrube herausbeförderte und in Kipploren entleerte (Abb. 11). Die so gewonnenen Erdmassen wurden von 160-PS-Lokomotiven in die Kanaldämme verfahren. Die Hinterfüllung der fertigen Schleuse geschah später mit Erdmassen aus dem oberen Vorhafen, um damit eine doppelte Bewegung von Bodenmassen zu vermeiden. Der Erdaushub zwischen den Spundwänden war äußerst schwierig, da die Hauptmasse aus tonigem Sand bestand und dieser sich nur schwer lösen ließ. Die Ausschachtungsarbeiten wurden im Handschacht ausgeführt, wobei wegen der oben geschilderten Bodenverhältnisse und der unzureichenden Entwässerung der Baugrube oft Schwierigkeiten auftraten. Während man früher auf Grund der Bohrergebnisse angenommen hatte, daß mit einer gepflasterten Sohle in der Schleusenkammer auszukommen war, hat sich bei den Ausschachtungsarbeiten ergeben, daß diese Bauart nicht in Frage kommen konnte. Vereinzelt wurden Tonnester angeschnitten, jedoch lag der allergrößte Teil der Sohle im tonigen Sand, der einen erheblichen Auftrieb aufwies. Aus diesem Grunde wurde eine durchgehende massive Eisenbetonsohle gewählt. Vor dem Unterhaupt wurde gleichzeitig die Baugrube für das Sturzbett und vor dem Oberhaupt die Baugrube für den Dichtungskern (s. Abb. 11) ausgehoben. Während in der Baugrube zwischen den Spundwänden der Wasserandrang durch die Grundwasserabsenkungsanlage und die verhältnismäßig dichte Spundwand zurückgehalten wurde, war in den beiden Baugruben vor der Spundwand der Wasserandrang so stark, daß sich die Böschungen nur schwer halten ließen. Aus diesem Grunde wurde der Tonkern gleich nach den Ausschachtungsarbeiten wieder eingebracht, da Ton am Oberhaupt gefunden wurde und leicht ohne große Transporte wieder verbaut werden konnte. Streiks, Aussperrungen, sowie Witterungsunbilden verzögerten die Arbeiten, so daß sie erst am 4. April 1924 beendet werden konnten.

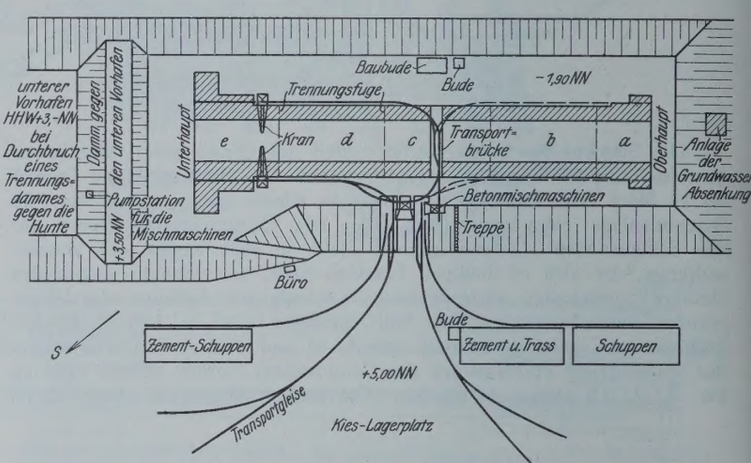


Abb. 13. Arbeitsplan zum Neubau.

Im September 1923 folgte die öffentliche Ausschreibung für den Bau der „Schleuse Oldenburg". Viele Angebote liefen ein und der Wettbewerb war sehr groß. Den Zuschlag erhielt die Tiefbaufirma Kruse & Dethlefs aus Wilster i. Holstein, eine Tiefbaufirma, die am Kaiser-Wilhelm-Kanal schon verschiedene Bauten zu vollster Zufriedenheit ausgeführt hatte. Als die örtliche Bauleitung noch Ende Oktober mit den Betonarbeiten beginnen wollte, erhoben die vorgesetzten Behörden Einspruch wegen des nahenden Winters; die Arbeiten sollten erst im Frühjahr 1924 in Angriff genommen werden, damit die Sicherheit bestand, daß sie ununterbrochen durchgeführt werden konnten. Der außerordentlich strenge Winter verzögerte die Arbeiten, so daß erst am 3. Mai 1924 der Grundstein für den Bau der Schleuse gelegt werden konnte. Die Baumaschinen, Gerüste, Gleise usw. wurden zum Teil schon im Jahre 1923 antransportiert, die Firma konnte jedoch erst am 27. März 1924 mit der Baustelleneinrichtung beginnen.

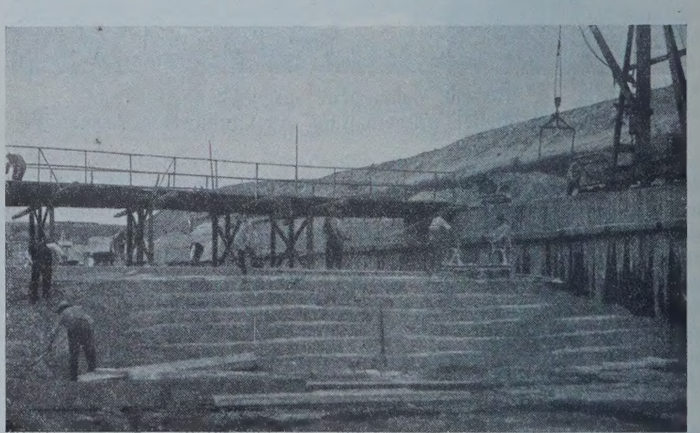


Abb. 14. Betonieren der Sohle, Transportbrücke, rechts Kran.

Das Bauprogramm für die Betonarbeiten war ein etwa folgendes: Sämtliche Baustoffe, die von der Bauverwaltung angeschafft waren, lagen im Freien oder in Schuppen aufgestapelt auf dem Lagerplatz, der bis

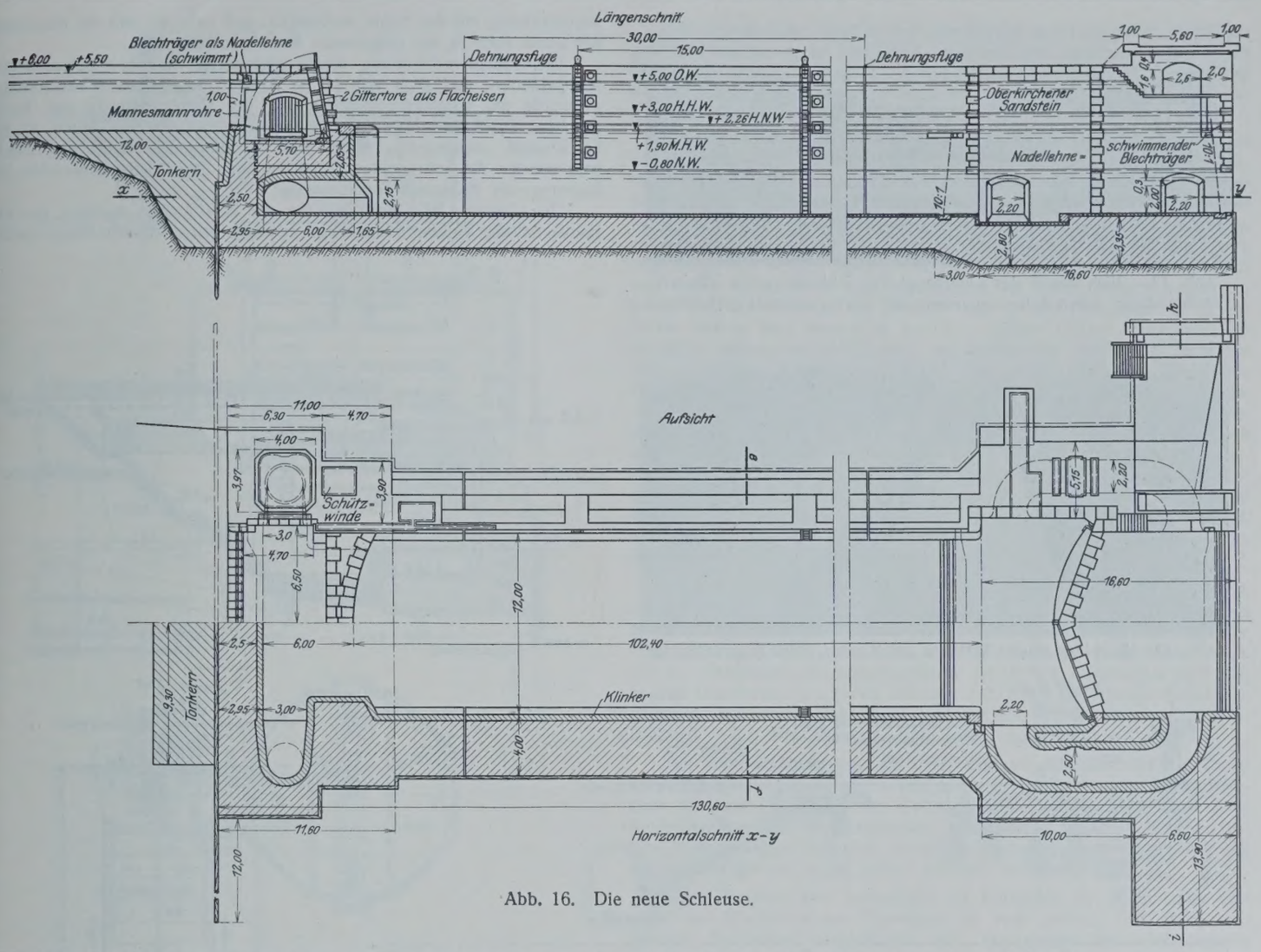


Abb. 16. Die neue Schleuse.

5,00 NN aufgeschüttet und einplaniert war (vergl. Abb. 13); hier wurden sie auf 60-cm-Gleis zu den Rutschen bezw. Schüttrichtern befördert. Die Klinker wurden von Hand in hölzernen Rutschen zu der Verbrauchsstelle herabgelassen; Kies, Zement und Traß wurden von einem Gerüst unmittelbar in die Maschinen geschafft. Die Mischmaschinen mit 450 und 750 l Füllung waren etwas erhöht auf der Rammebene — 1,90 NN aufgestellt, und zwar so, daß die Kipploren darunterfahren konnten und selbsttätig gefüllt wurden. Die Maschinen wurden elektrisch angetrieben

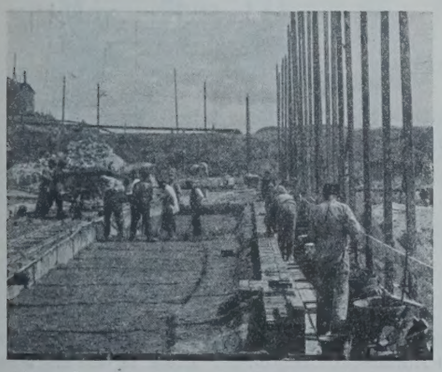


Abb. 15. Betonieren der Schleusenkammermauer mit Klinkerverblendung ohne Schalung.

mit Stromspeisung aus dem Transformator der Siemens-Bauunion. Das zur Betonbereitung nötige Wasser wurde aus dem unteren Vorhafen entnommen und mittels einer elektrisch befriebenen Pumpe in den Hochbehälter gepumpt. Etwa in der Mitte quer über die Schleusenbaugrube hinweg war eine 3 m breite hölzerne Transportbrücke gebaut worden, so daß der fertig gemischte Beton auf beiden Seiten der Baugrube gleichzeitig verarbeitet werden konnte; einfache Krane mit weitem Ausleger hoben die gefüllten Loren an und schwenkten sie zu den Verbrauchstellen (s. Abb. 14). Gemäß Bauprogramm wurde zunächst die Schleusensohle als durchgehendes Bauwerk ohne Unterbrechung bei einer täglichen Leistung von 150 m³ und dann das aufgehende Mauerwerk bis zu den einzelnen Trennungsfugen fertig gestellt. Das Mittelstück wurde

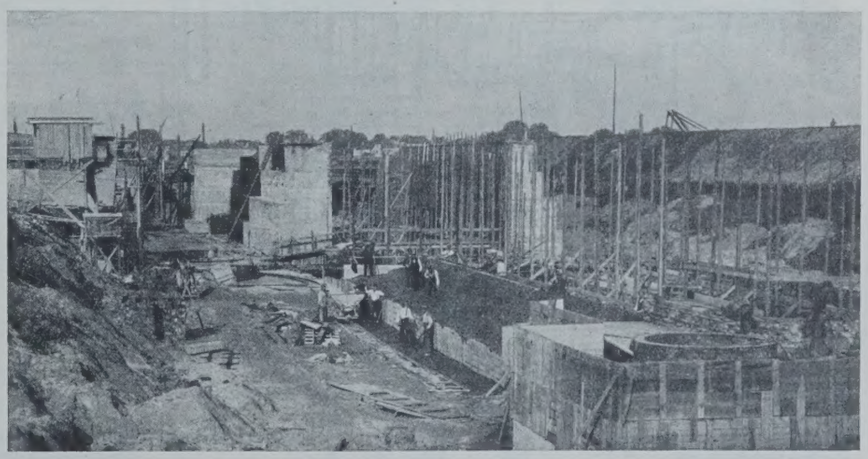


Abb. 17. Blick auf die Betonarbeiten, Baublock am Unterhaupt ist fertiggestellt, vorn wird der Zylinderschützschacht hergestellt.

wegen des Bestehens der Transportbrücke als letzter Teil hochgeführt. Der zum Schutze der Spundwand noch stehengebliebene Erdkeil wurde fortlaufend von einem Kran heraufbefördert und seitlich gelagert. Die eingebrachten Absteifungen der Spundwand konnten beim Durchbetonieren der Sohle ohne weiteres durchgeführt werden; weitere Ausweichungen der Spundwand wurden nicht festgestellt. Das aufgehende Mauerwerk wurde

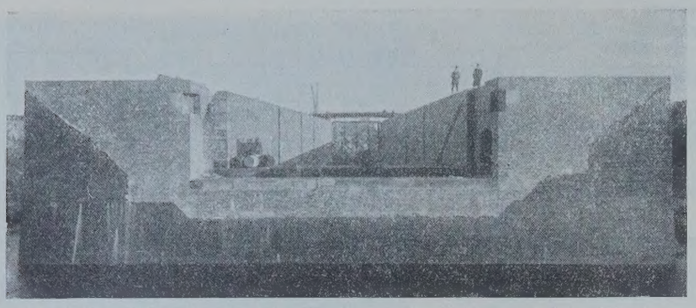


Abb. 18. Blick gegen das Oberhaupt der Schleuse, oben Klinkerverblendung, unten Betonmauerwerk mit Inertol zweimal gestrichen.

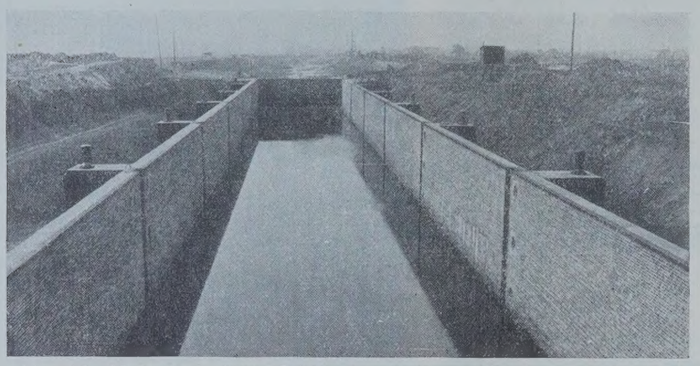


Abb. 19. Nicht hinterfüllte Schleuse voll Wasser, Blick gegen Obertor.

treppenförmig mit der Sohle verbunden, und zwar so, daß die Rundeisen der Sohle noch in das aufgehende Mauerwerk eingriffen.

Die Klinkerverblendung wurde gleichzeitig mit den Betonarbeiten hochgemauert, und zwar mit der in Abb. 15 angegebenen Verzahnung; es wurde auf sorgfältige Hinterfüllung der Verblendschicht mit Beton geachtet, damit jeder Hohlraum vermieden wurde. An den Stellen, wo die Spundwand nachgegeben hatte und der Mauerquerschnitt geschwächt war, wurden die auftretenden Zugspannungen durch eine senkrechte Bewehrung von Rundeisen aufgenommen.

Die gesamten Werkstoffe wurden, wie bereits oben erwähnt, von der Bauverwaltung beschafft. Im Wege der öffentlichen Ausschreibung wurden

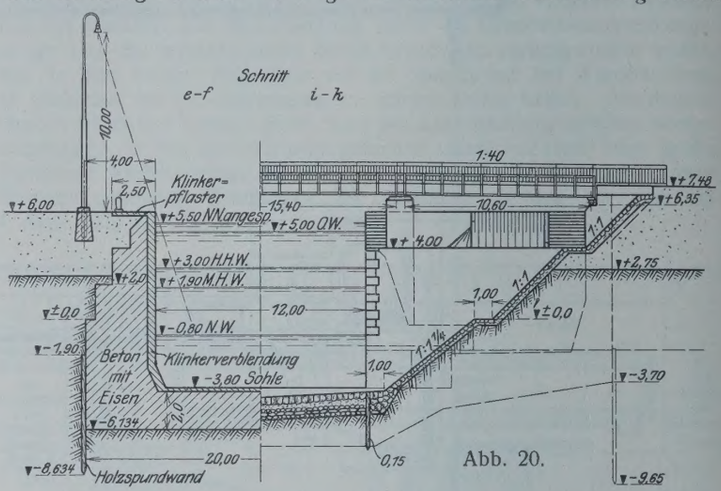
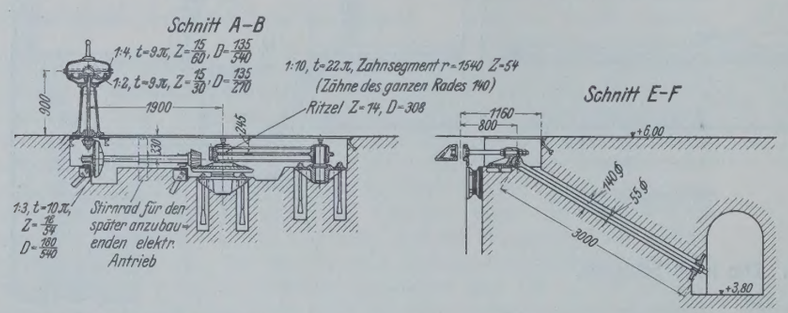


Abb. 20.



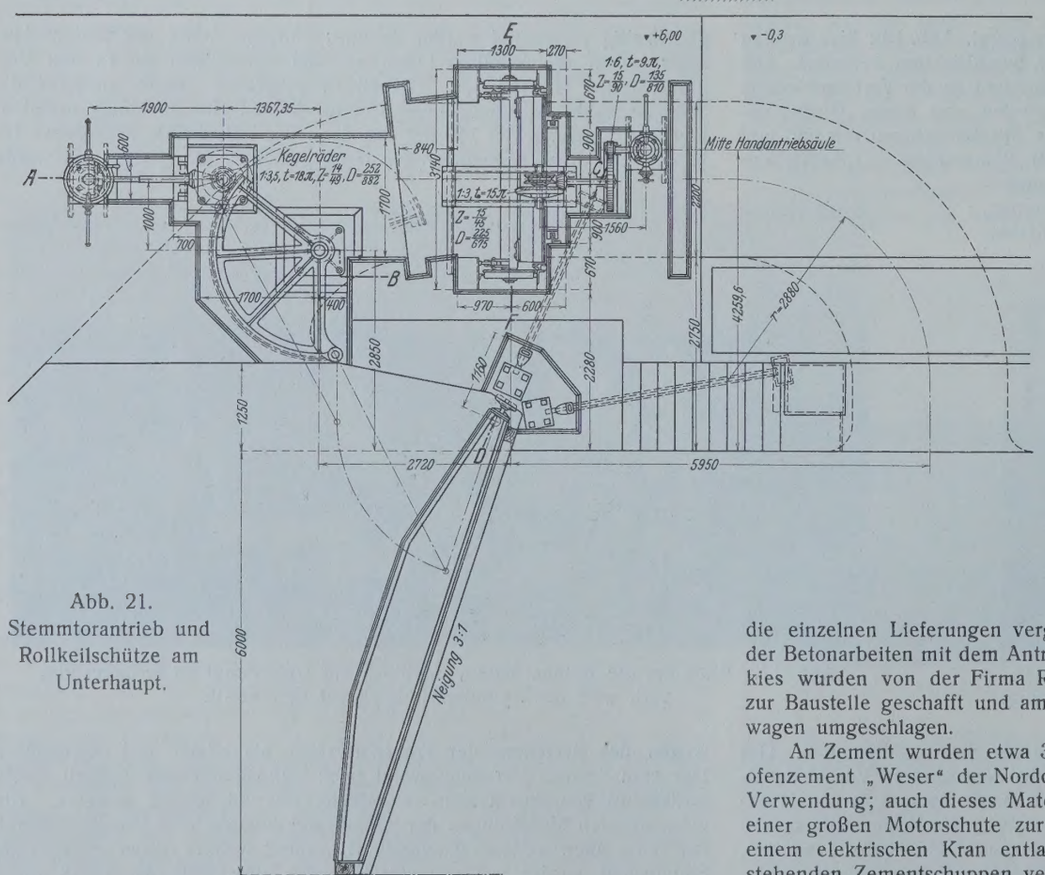


Abb. 21. Stemmtorantrieb und Rollkeilschütze am Unterhaupt.

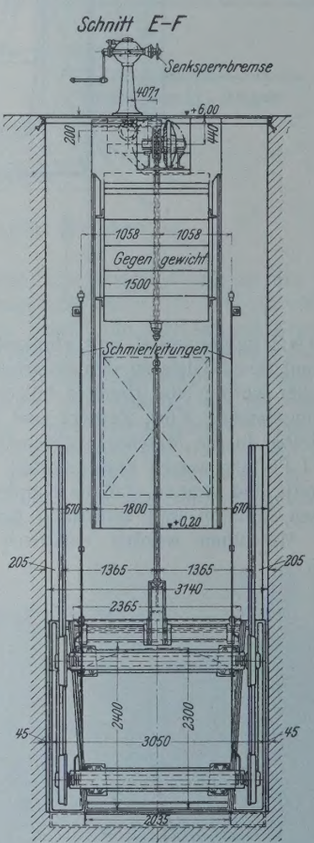


Abb. 22. Rollkeilschütz am Unterhaupt.

die einzelnen Lieferungen vergeben, und zwar wurde lange vor Beginn der Betonarbeiten mit dem Antransport begonnen. Etwa 19 000 m³ Weserkies wurden von der Firma Röhrs & Co., Bremen, in Weserkähnen bis zur Baustelle geschafft und am sogen. Osternburger Kanal auf Kleinbahnwagen umgeschlagen.

An Zement wurden etwa 3500 t gebraucht, und zwar fand nur Hochofenzement „Weser" der Norddeutschen Hütte, Oslebshausen a. d. Weser, Verwendung; auch dieses Material gelangte auf dem Wasserwege mittels einer großen Motorschute zur Umschlagstelle. Der Zement wurde mit einem elektrischen Kran entladen und dann in die auf dem Lagerplatz stehenden Zementschuppen verfahren.

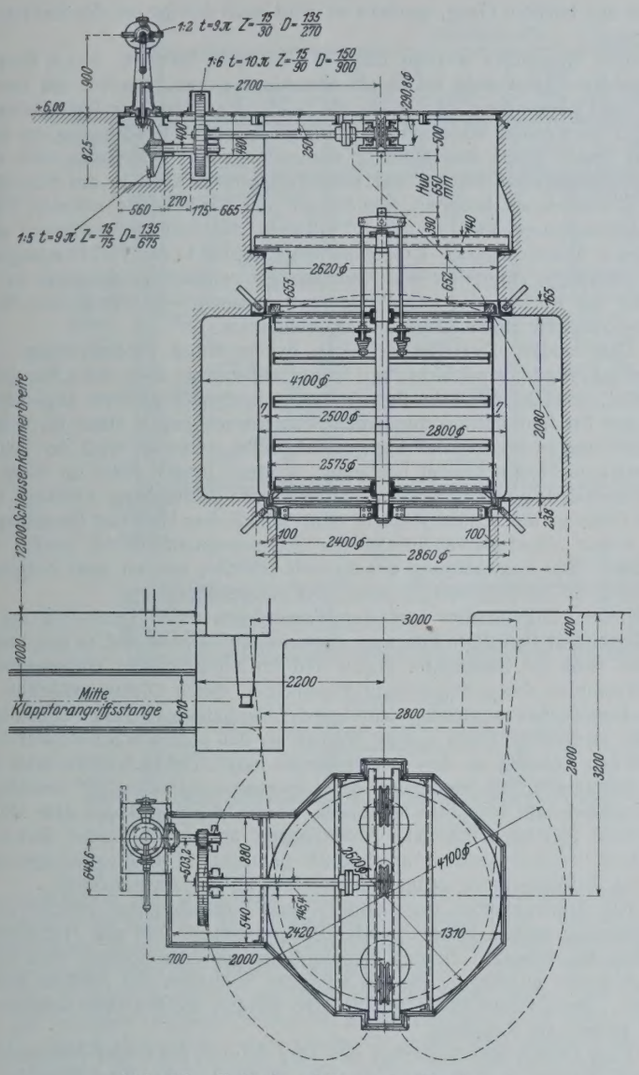


Abb. 23. Zylinderschütze am Oberhaupt.

Der erforderliche Traß ist von den bayerischen Traßwerken Möttingen geliefert worden, er ist gleichfalls in besonderen Schuppen aufgestapelt. Wegen der weiten Transportwege und der leicht auftretenden Verzögerung bei der Lieferung ist das gesamte Traßmaterial schon im Winter 1923 angeliefert worden.

Die Toranschläge, Abdeckungen und Kanten wurden aus Oberkirchener Sandstein hergestellt, dieser hellgelbe Sandstein hat eine große Widerstandsfähigkeit gegen Säuren und ist bereits seit Jahrhunderten bei den Oldenburgischen Sielbauten verwendet worden, so daß über seine Brauchbarkeit bereits gute Erfahrungen vorlagen. Das Gefüge des Steines ist weich, er ist daher leicht zu bearbeiten. Während jedoch bei den Sielbauten, abgesehen von kleinen Booten, ein größerer Schiffsverkehr nicht möglich und daher ein Anfahren und Beschädigen der Steine ausgeschlossen ist, haben bei der Schleuse die Dampfer und großen Fahrzeuge durch Anfahren bereits jetzt Ausbrüche aus den weichen Steinen verursacht; es ist daher ratsam, an den Stellen, wo Schiffe das Mauerwerk berühren, Steine härteren Gefüges zu nehmen. Die obere Kante des Schleusenmauerwerks ist mit einem starken eisernen Winkel eingefaßt worden, damit durch Schifftrossen keine Beschädigungen eintreten. Die Schleusenplattform ist für den Verkehr anschließend an das Kammermauerwerk mit Oldenburgischen Klinkern abgepflastert worden; dieser Stein ist besonders zu empfehlen, da seine Oberfläche rauh und ein Ausgleiten daher weniger zu befürchten ist. Für die wegen der Moorsäure angeordnete Klinkerverkleidung der Schleuse wurden etwa 850 000 Klinker benötigt, die von den Bockhorner-Klinkerwerken, Bockhorn b. Varel i. O. bereits im Winter 1923 angeliefert wurden (Abb. 16 bis 20).

Die Schleusentore und die Betriebseinrichtungen (Abb. 21 bis 24) sind der Neuzeit entsprechend gewählt und nach bewährtem Muster ausgeführt. Für die Wahl der Abmessungen galten folgende Höhenzahlen: Schleusenabmessungen: Lichtweite 12 m, nutzbare Länge 105 m. Oberhaupt: Schleusenplattform + 6,00 NN, Oberwasser 5,00 NN, angesp. Oberwasser + 5,50 NN, Drempel + 2,00 NN, Unterhaupt: Schleusenplattform + 6,00 NN, Oberwasser + 5,00 NN, Unterwasser — 0,80 NN, Drempel — 3,80 NN, Schleusensohle neben der Tornische — 4,35 NN.

Als Torverschlüsse sind am Oberhaupt ein Klapptor und am Unterhaupt ein Stemmtorpaar angeordnet (Abb. 25 u. 26). Für die kurzen Umläufe sind am Oberhaupt zwei Zylinderschütze und am Unterhaupt zwei Rollkeilschütze als Verschlußorgane eingebaut. Sämtliche Bewegungseinrichtungen haben zunächst Handantrieb erhalten, eine Umstellung auf elektrischen Betrieb macht jedoch keinerlei Schwierigkeiten.

Über Torlager und Torantriebe ist folgendes zu sagen. Das Gewicht des Klapptores am Oberhaupt ist zum größten Teil durch eingebaute Luftkasten ausgeglichen, die Bewegungskräfte sind dadurch herabgemindert.

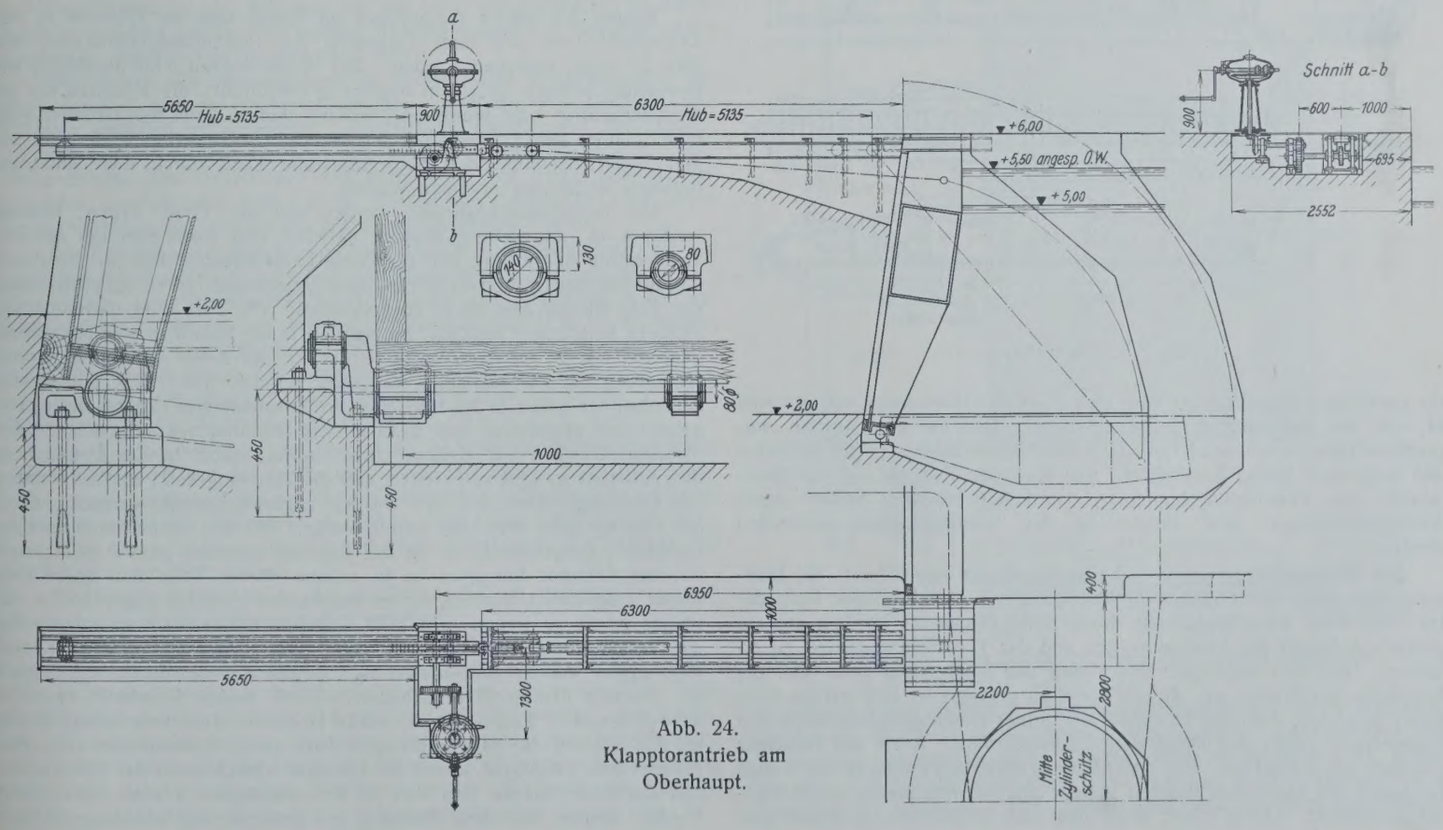


Abb. 24. Klapptorantrieb am Oberhaupt.

Die Klapptorlagerung ist so eingerichtet, daß das Tor, in einer Kurbel hängend, mit den äußeren Zapfen in zwei mit dem Fundament fest verankerten Stahlgußlagern gelagert ist. Bei dieser Anordnung ist die erforderliche Nachgiebigkeit des Tordrehpunktes und damit der Anschlaghölzer gegen die Dichtungsebene erreicht. Bei Quellungen der Dichtungsbalken, Setzen des Schleusenmauerwerkes oder Einklemmen von Fremdkörpern zwischen Dichtungshölzern und Dichtungsebene nimmt das Tor die entsprechende Lage selbsttätig ein. Der Drehpunkt bewegt sich dabei von der Dichtungsebene fort und verhütet, daß zusätzliche Beanspruchungen in die Lagerkonstruktion kommen. Der Klapptorantrieb ist einseitig angeordnet und geschieht mittels Zahnstange, die als Triebstock ausgebildet ist. Zwischen der Bewegungsstange und dem Triebstock ist

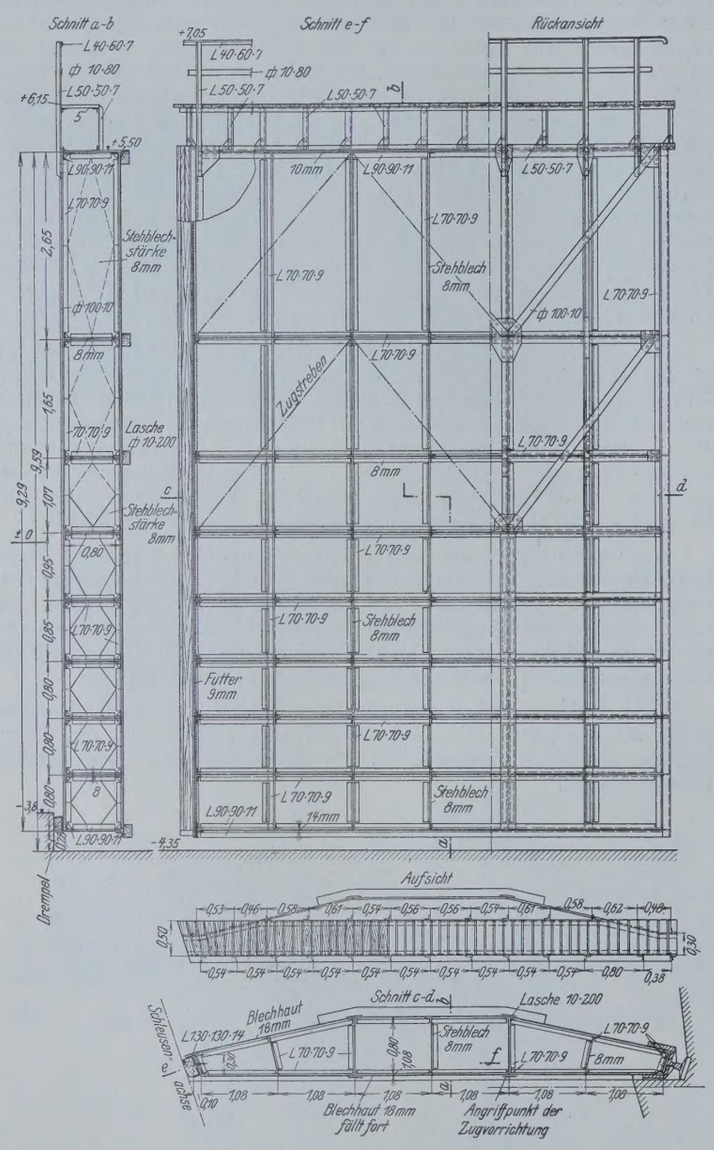


Abb. 25. Stemmtore.

ein Laufwagen eingebaut, in dem eine Zug- und Druckfeder eingeschaltet ist, die die auftretenden Stöße aufnimmt. Der für den Antrieb vorgesehene Handkurbelbock ist mit zwei Zahnradübersetzungen (für schnellen und langsamen Gang) ausgerüstet. Die Kurbelwelle trägt auf der Sperrradseite eine Überlastungskupplung, damit bei etwaigen Stößen durch Wellenbewegungen usw. Brüche in den Triebwerkteilen vermieden werden.

Die Stemmtorflügel sind in bekannter Weise oben durch ein Hals- und unten durch ein Fußlager drehbar gelagert. Am Fußlager kann der am Mauerwerk feste Spurzapfen durch Keile eingestellt werden, um ein genaues Anliegen der Stemmknaggen und der Tordichtungsleisten zu erreichen. Auf den kugeligen Spurzapfen aus Sonderstahl setzt sich die Spurplatte aus Bronze auf, die im Torschuh gelagert ist und seitlich darin soviel Spiel hat, daß der Torflügel mit seiner Dichtungsleiste durch den Wasserdruck gegen das Mauerwerk gedrückt wird. Auch das Halslager läßt sich gut einstellen. Die unter Wasser liegenden Fußlager sowie auch die Lager des Klapptores werden mittels einer Schmierpresse durch Starrfett geschmiert. Durch diese, sonst nicht übliche Schmierung erzielt man nicht nur leichten Gang, sondern es wird auch das Rosten der Stahlzapfen verhütet.

Die Stemmtore werden durch Kurbeltriebe bewegt, deren Kurbeln an beiden Enden nicht bis in die Strecklage gehen, sondern nur soweit, daß zur Überwindung der gegen die beiden Endlagen des Torflügelweges größer werdenden Widerstände während der ganzen Torbewegung möglichst gleich große Antriebkräfte vorhanden sind. Hierdurch wird eine Überlastungsgefahr infolge der unendlich großen Kraft in der Strecklage des Kurbeltriebes behoben, da die auf der Kurbelwelle sitzende Überlastungskupplung auch in den Schlußlagen der Torflügelbewegung noch wirksam bleibt, zugleich ist der unnötige Totlauf in der Torbewegung und ein einseitiges Angreifen der Kurbelstange vermieden, da diese in der Ebene des Kurbelrades liegt. Für den Handantrieb ist der gleiche Handkurbelbock wie beim Klapptor vorgesehen.

Die beiden Zylinderschütze haben unten Flachdichtung. Die Abschlußzylinder sind nicht, wie früher üblich, bis über das Oberwasser geführt, sondern oben im Schützschacht nochmals dadurch abgedichtet, daß ein Flachgummiring durch den Wasserdruck gegen einen im Schützschacht eingemauerten Gußring gedrückt wird. Geführt wird der Schützzylinder nicht an seinem Umfange, sondern in der Mitte an einer im Schützschacht gelagerten Mittelstange; diese Ausführung verbürgt eine gute Führung des Schützzylinders ohne schädliches Hin- und Herschlagen; der früher erforderliche Aufbau der Schleusenplattform ist hierbei vermieden. Zur Auswuchtung des Zylinderschützes hängen zwei Ausgleichgewichte an Aufhängeketten neben der Antriebskette.

Beim Rollkeilschütz wird der Wasserdruck durch Laufrollen auf im Schützschacht befestigte Führungen übertragen. Unten und an den beiden Seiten wird die Schütztafel gegen den im Schützschacht eingemauerten Schützrahmen durch Stahlleisten abgedichtet, deren Dichtungsflächen mit dem Durchflußkanal gleichgerichtet sind. Die beiden seitlichen Dichtungen bilden zueinander einen spitzen Winkel, so daß sich die Schütztafel beim Schließen keilartig in den Schützrahmen hineinschiebt. Oben setzt sich die Schütztafel mit einer auf der Unterwasserseite an ihr befestigten Gummileiste auf eine Stahlleiste auf, deren Dichtungsfläche dem Durchflußkanal gleichgerichtet ist. Abnutzungen an den Laufrollen und Laufschienen werden dadurch unschädlich gemacht. Die Ausgleichgewichte für die Rollkeilschütze hängen unmittelbar an der Antriebskette.

Die Antriebsketten der Zylinder- und Rollkeilschütze werden durch Kettennüsse mittels entsprechender Rädervorgelege von den Handkurbelböcken aus bewegt. In den Handkurbelböcken der Schütze sind Senksperrbremsen eingebaut, die ein schnelles Schließen der Schütze ermöglichen. Beim Hochkurbeln der Schütze werden die Bremsen festgezogen und wirken als Kupplung.

Zum Öffnen und Schließen der Tore werden etwa fünf Minuten, der Zylinderschütze drei Minuten und der Rollkeilschütze fünf Minuten gebraucht.

Wegen des vielen Treibzeuges im Kanal sind die Einläufe zu den Zylinderschützen mit zwei Torpaaren aus Flacheisenkonstruktion, wie Abb. 27 zeigt, versehen worden. Der Wassereinfluß wird hierdurch, wie beobachtet worden ist, nicht ungünstig beeinflußt; die Konstruktion der Zylinderschütze wird hierdurch geschont, und es kann sich zwischen Ring und Zylinder kein Fremdkörper festsetzen. Die Beseitigung der sich vor den Toren ansammelnden Schwemmstoffe kann durch das Schleusenpersonal leicht vorgenommen werden.

Die Betriebseinrichtungen wurden von der Fried. Krupp, Grusonwerke A.-G., Magdeburg-Buckau, geliefert und zusammen mit der Torkonstruktion hergestellt, von der Firma Louis Eilers, Fabrik für Eisenhoch- und Brückenbau, Hannover-Herrenhausen, eingebaut. Die Eisenkonstruktion der Tore ist aus Abb. 25 u. 26 ersichtlich. Die Tore sind nach üblichen Mustern konstruiert worden. Sie wurden in der Fabrik so weit zusammengenietet, wie es für den Transport, der auf der Achse vom Güterbahnhof Oldenburg bis zur Baustelle stattfand, möglich war. Die Tore wurden nacheinander unten in der trockenen Schleusenkammer liegend zusammengebaut und abgenietet und dann mittels Standbaumes aufgerichtet. Die Maschinenfabrik Fried. Krupp, Grusonwerke, hatte in der Zwischenzeit ihre Arbeiten so weit vorbereitet, daß die Tore eingesetzt werden konnten. Die Dichtungshölzer der Tore wurden zugleich passend gemacht, damit ein allseitig guter Anschlag erzielt wurde. Bei den Stemmtoren sind die Luftkasten fortgelassen, da so der Anstrich jederzeit besser zu erneuern ist, das Klapptor hingegen ist in seinem oberen Teile mit einem Luftkessel ausgestattet worden, da es wegen des einseitig angeordneten Antriebes leicht zu heben sein muß. Dieser Luftkessel war anfangs nur mit einem Mannloch versehen, beim Anstreichen der inneren Kesselwandungen war es aber notwendig, wegen der Teerdünste später noch ein zweites Mannloch einzubauen, damit besser Frischluft zugeführt werden konnte. Zum Anstrich wurde Holzkohlenteer verwendet. Ferner wurden seitlich in den Luftkesseln hart am Schleusenmauerwerk zwei Ablaßventile eingebaut, damit bei etwaiger Undichtigkeit das Sickerwasser und das Schwitzwasser von Zeit zu Zeit abgelassen werden kann. Diese Ventile werden von dem Holzsteg aus geöffnet; um unbefugtes Öffnen

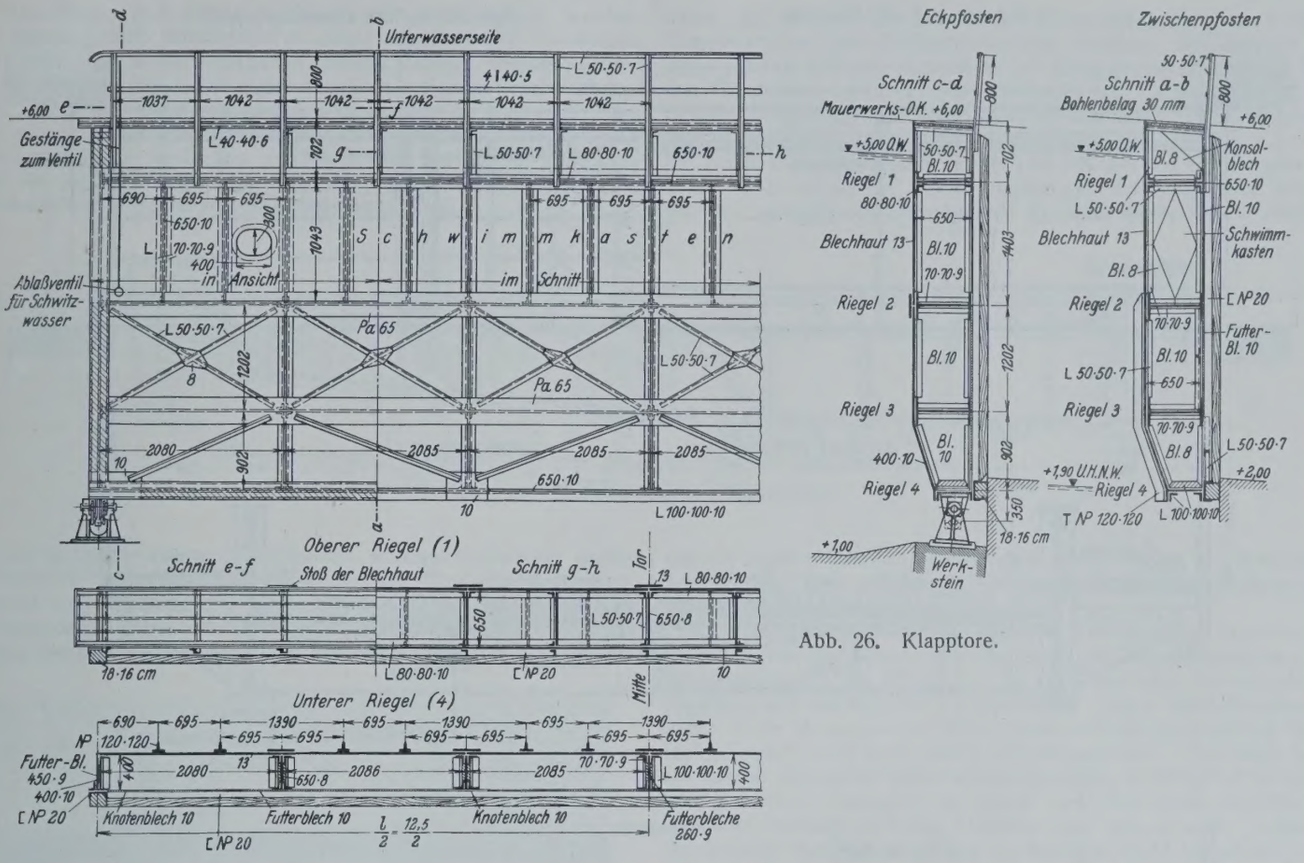


Abb. 26. Klapptore.

zu verhindern, ist der obere Hebel dem Schleusenmeister zur Aufbewahrung übergeben. Die Ventile sind so eingerichtet, daß auch bei unter Wasser liegendem Tore ein Rohrstutzen aufgeschraubt werden kann, der ein Auspumpen bei einem Wasserstande von + 5,00 m NN gestattet.

Die Versteifungswinkel am Unterteile des Tores bieten eine Gefahr für das Anhaken von Schifftrossen bei liegendem Tore; es ist daher zweckmäßig, durch Holzeinbau, auch in das Geländer, eine glatte Oberfläche zu schaffen; dies wird natürlich am besten erreicht durch Ausdehnung des Luftkesssels über die ganze Torfläche.

Das Unterhaupt der Schleuse ist mit einer Straßenbrücke für Landverkehr versehen worden; es mußten nämlich wegen des Neubaues zwei Landwege unterbrochen werden (Abb. 28).

Die Anlage des Brückenzuges an dieser Stelle entsprang dem Bestreben, eine bessere Übersicht zwischen Schleuse und Gelände und unterem Vorhafen zu gewinnen. Die Brücke besteht aus drei Teilen, von denen der mittlere 15,40 m, die beiden anderen je 10,60 m Stützweite haben. Die Hauptträger sind vollwandig und liegen 5,60 m voneinander; die Fahrbahn mißt 4,70 m. Seitlich der Hauptträger sind 0,80 m breite Fußstege angeordnet, die auf Kragkonsolträgern ruhen.

Die Fahrbahn ist gebildet aus Kleinpflaster auf Sandbettung, die auf einer Bimsbetonunterlage ruht und von Buckelplatten getragen wird. Das Quergefälle der Fahrbahn beträgt 1:75, das der Fußsteige 1:40, das Längsgefälle 1:200 für den mittleren Brückenteil und 1:40 für die beiden Seitenteile. Bei dem Träger von 15,40 m Stützweite wurde das Gefälle durch die Verminderung der aufgebrachten Bimsbetonabdeckung erreicht, bei den beiden Endträgern durch die verschiedene Höhenlage der Auflager, wie aus der Abbildung ersichtlich.

Die Konstruktion der Fahrbahn ist die übliche; sie besteht aus Quer- und Längsträgern, auf die die Buckelplatten aufgenietet sind. Die Hauptträger sind als Blechträger ausgebildet; ihre Höhe mißt für den mittleren Teil 1,32 m, für die Seitenteile je 0,55 m. Die Lager bestehen aus Stahlguß; die festen Auflager sind gewöhnliche Kipplager, die beweglichen Rollenlager mit einer Rolle.

Die Eisenkonstruktion zu der Straßenbrücke ist von der Eisenwerk Bremerhaven A.-G. in Bremerhaven geliefert.

Die Konstruktionsteile wurden auf dem Wasserwege von Bremerhaven über Weser und Hunte bis Oldenburg angeliefert; von dort wurden sie auf Feldbahngleis bis zur Baustelle befördert. So konnten die Teile in möglichst großem Umfange auf den Weg gebracht werden. Der Einbau der Eisenkonstruktion geschah derart, daß zunächst eine Seitenöffnung überbrückt wurde, der sich dann die Mitte und die andere Seitenöffnung anschloß. Alle Montageniete wurden auf der Baustelle mit Preßluft geschlagen. Das Gesamtgewicht der Eisenkonstruktion betrug 72 t.

Als Belastung wurden für die Brücke in Rechnung gestellt: eine Dampfwalze von 20 t und ein Lastwagen von 9 t Gesamtgewicht, daneben wurde für Menschengedränge 500 kg/m² in Ansatz gebracht.

Die Leitwerke der „Schleuse Oldenburg" sind aus Larsseneisen gebaut worden (Abb. 29). Bei der Wahl der eisernen dicht

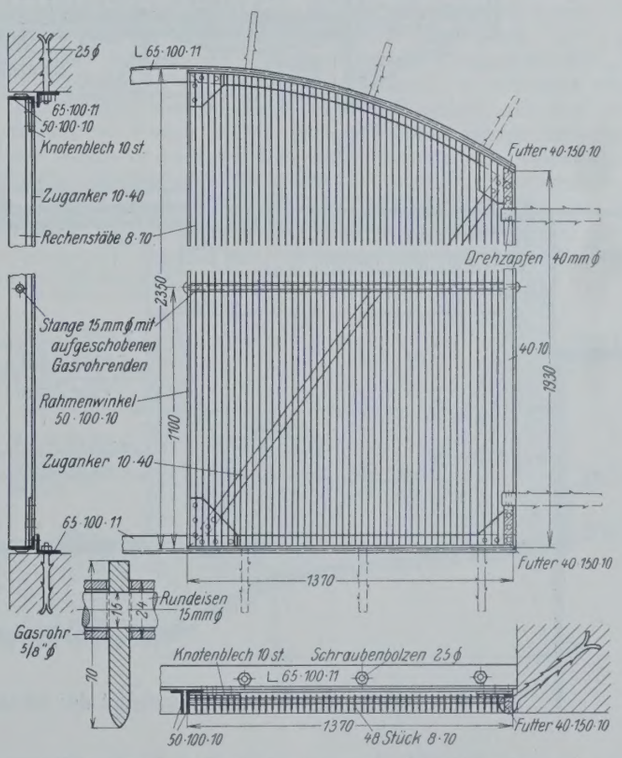
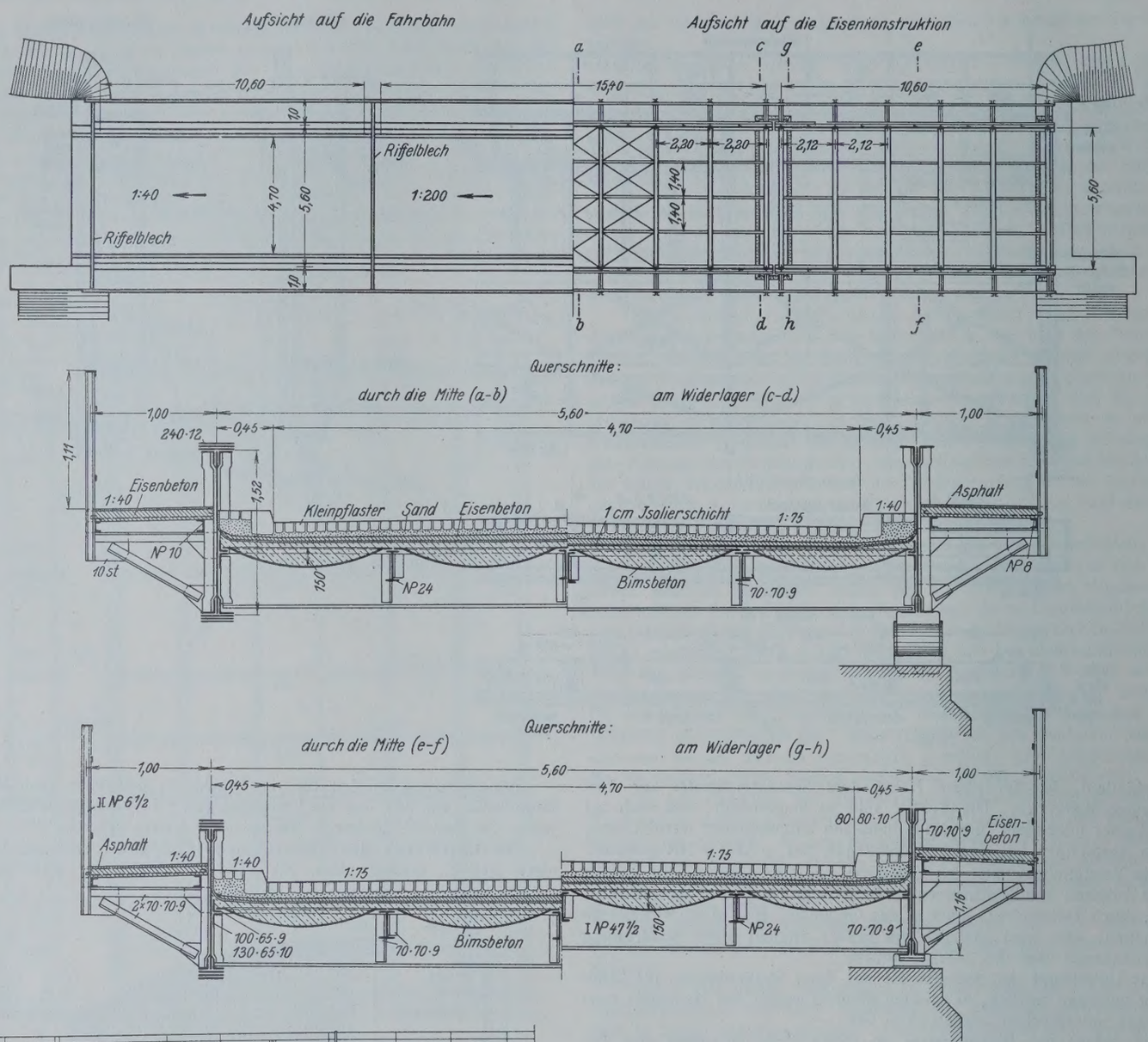


Abb. 27. Schutzgittertore vor den Zylinderschützen.

schließenden Spundwände wurden die Erfahrungen, die bei der Hemelinger und bei der Ruhrschleuse gemacht waren, ausgenutzt. Die Leitwerke liegen in Richtung des einfahrenden Schiffes rechts in Neigung 1:10, links in Neigung 1:3 zur Schleusenachse. Im einzelnen wird hierzu auf die Abhandlung des Verfassers über: „Verwendung von nietlosen Spundwänden,



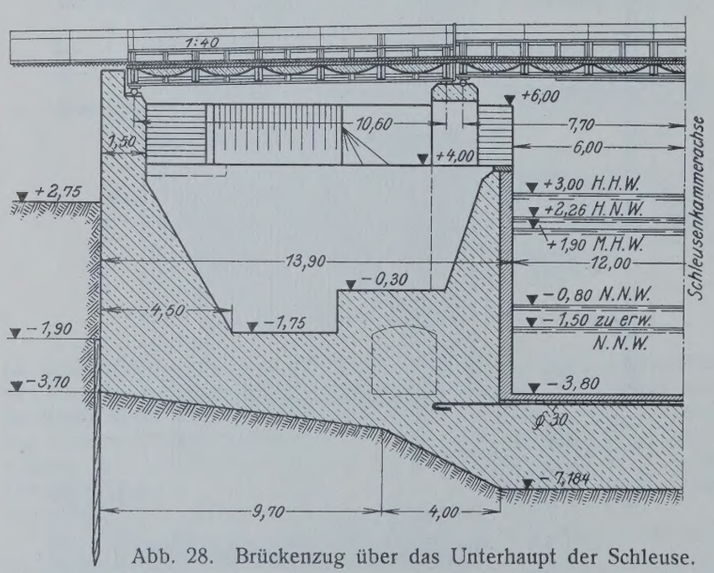


Abb. 28. Brückenzug über das Unterhaupt der Schleuse.

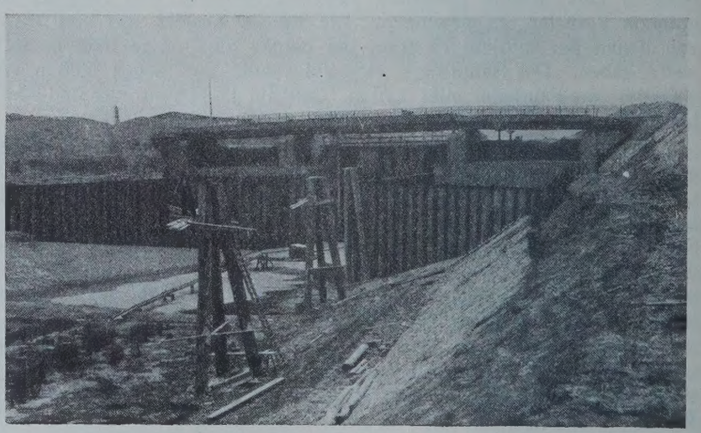


Abb. 29. Leitwerk „Schleuse Oldenburg" vom unteren Vorhafen aus gesehen. Steinböschung von — 0,80 NN bis + 2,40 NN (50 cm über MHW).

Bauart Larssen, beim Ausbau des Hunte-Ems-Kanals (Küstenkanal)", „Die Bautechnik" 1928, Heft 32 u. 35, Bezug genommen.

Die Trockenlegung der Tore geschieht durch Einbringen eines eisernen Blechträgers in entsprechende Aussparungen im Schleusenmauerwerk. Die Nadellehnen sind gemäß Abb. 30 hergestellt, haben einen Anstrich von Steinkohlenteer erhalten und sind schwimmend oder auch mittels eines kleinen Bootes einzubringen; dies Einführen hat sich ohne jede Schwierigkeit bewerkstelligen lassen. Gegen diese Nadellehnen legen sich die nach den Wasserständen in ihrer Länge bemessenen Nadeln aus Mannesmannrohren, bezogen von den Mannesmannröhrenwerken, Düsseldorf. Der Falz in den unteren Werksteinen muß tief genug ausgearbeitet sein, insbesondere muß die Fläche, auf die die Nadeln aufgestellt werden, sorgfältig geebnet sein, damit wegen des runden Querschnitts der Nadeln das Wasser unten nicht durchdringt. Undichtigkeiten,

die bei den langen und schweren Nadeln sich leicht zeigen, werden dadurch beseitigt, daß Kohlenschlacke oder auch Torfmull ins Wasser geworfen wird; die Berührungsflächen werden dadurch vollständig gedichtet. Die Nadeln sind unten unter dem Griff mit einer Verschraubung versehen, damit sie schwimmend durch Einlassen von Wasser in eine senkrechte Lage gebracht werden können. Die Nadeln sind mit Holzkohlenteer oder Inertol gestrichen und werden im besonderen Schuppen, geschützt vor dem Wetter, gelagert. Die schwereren Nadeln werden auch wohl mittels einer gewöhnlichen Bauwinde eingebracht.

daher die in Abb. 31 dargestellte Hilfskonstruktion zum Heben des Klapptores über dem Schleusenoberhaupt errichtet; das Bauwerk besteht aus einfachen kräftigen Holzstützen mit übergelegten Differdinger Trägern. Der Flaschenzug ist in der Mitte so angebracht, daß das Tor ohne Bedenken niedergelegt und aufgerichtet werden kann. Diese Hilfskonstruktion ist notwendig, da der im Oberteil des Tores eingebaute Luftkasten bei einem Oberwasserstand von + 3,30 NN nur bei eingetauchtem Tore wirkt. Undichtigkeiten wegen ungünstiger Spannung sind nicht aufgetreten; diese Konstruktion kann in ähnlichen Fällen unbedenklich nach-

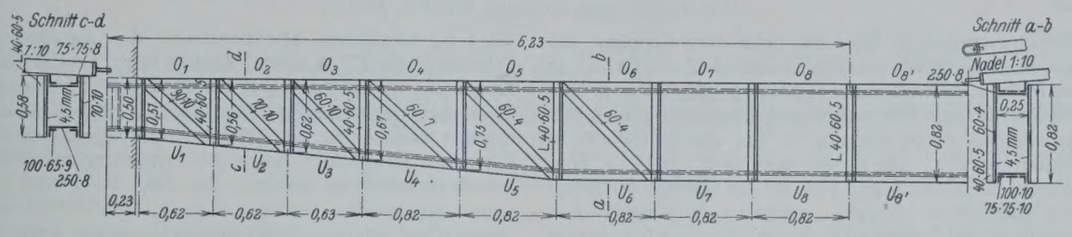


Abb. 30. Konstruktion der Nadellehne.

Vor der endgültigen Inbetriebnahme der „Schleuse Oldenburg" mußte ein Notbetrieb eingerichtet werden, da der alte Wasserstand oberhalb der Schleuse von + 3,30 NN so lange beibehalten werden mußte, bis der Trennungsdamm gegen die Mühlenhunte (vergl. Lageplan Abb. 4) auf volle Höhe geschüttet war. Auch die Bedeichungsarbeiten der oberen

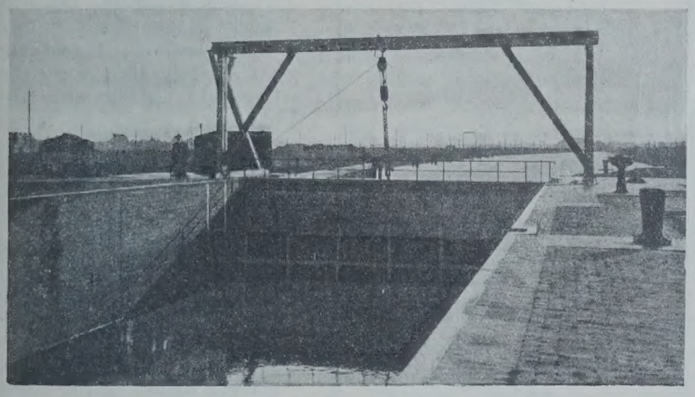


Abb. 31. Hilfskonstruktion zum Heben des Klapptores bei noch nicht gehobenem Wasserspiegel.

Hunte etwa 10 km aufwärts waren noch nicht so weit fortgeschritten, daß der Wasserspiegel um 1,70 m auf 5,00 NN gehoben werden konnte. Es war auch notwendig, den Wasserspiegel tageweise um ein bestimmtes Maß zu heben, um die Deiche in bezug auf ihre Standfestigkeit und Wasserdurchlässigkeit beobachten zu können. Von der Baubehörde wurde geahmt werden. Drei Schleusenknechte, die ja wegen der Bedienung der Schützen und Tore an Ort und Stelle sind, können diese Bedienung ohne weiteres mit übernehmen.

Auf der Schleusenplattform sind zur Beleuchtung der Schleuse auf jeder Seite der Kammer vier Bogenlampen aufgestellt worden, da die Schleusungszeiten im Winter bis in die Dunkelheit hineinreichen (Bedienung von 7 Uhr früh bis 7 Uhr abends). Neben der Schleusenkammer stehen sechs Lichtmaste mit 10 m Lichtpunkthöhe und auf der Plattform am Unterhaupt zwei Maste mit 7 m Lichtpunkthöhe. Die Maste bestehen aus nahtlos gewalztem Mannesmann-Stahlrohr, einteilig und absatzweise im Durchmesser verjüngt. Der Strom wird unterirdisch zugeführt. Die komplette Aufzugvorrichtung besteht aus anmontierter Außenwinde, Rollenschelle am Mast und Rolle am Ausleger sowie aus einem genügend langen Lampenseil. Die Ausleger sind so angeordnet, daß sie nach der Kammer zu zeigen, damit das Licht auch bei NNW möglichst weit in die Schleusenkammer hineinleuchtet.

Da die Schiffe sich nachts am Ober- bezw. Unterhaupt der Schleuse sammeln, leuchtet eine Lampe die ganze Nacht hindurch, damit die Schiffe gefahrlos verkehren können.

Die nutzbare Länge der Schleuse ist, wie anfangs erwähnt, auf 105 m festgelegt worden zur Aufnahme von einem 1000-t-Kahn und einem Schlepper. Bei dem Bau der Schleuse ist bereits Vorsorge getroffen, daß sie, falls notwendig, nach dem unteren Vorhafen zu verlängert werden kann. Das Schleusenmeisterhaus ist so weit abgerückt, daß eine zweite Schleuse zwischen diesem und der jetzigen Schleuse gebaut werden kann. Für diesen Zweck ist auch das notwendige Gelände zum Ausbau der zu erweiternden Vorhäfen erworben worden.

Die Kosten der „Schleuse Oldenburg" belaufen sich auf etwa 1,4 Mill. R.-M.; es darf aber hierbei darauf hingewiesen werden, daß ein großer Teil der Arbeiten und auch die Beschaffung von einigen Baustoffen noch in die Inflationszeit hineinfällt.

Die neue Straßen- und Kleinbahnbrücke über die Schlei bei Kappeln.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaumeister **Wedler**, Berlin.

Die zweispurige Schwimmbrücke über die Schlei bei Kappeln, die im Zuge der Kreisstraße Eckernförde—Kappeln über den rd. 40 km in die schleswigsche Ostküste einschneidenden Meeresarm führt, war in den Jahren 1866/67 als Ersatz für eine Fährverbindung erbaut und nach mehrmaliger starker Beschädigung durch Eisgang in den Jahren 1895/96 in fast allen Teilen erneuert worden. Die Brücke trug auch ein Gleis, über das von Pferden gezogene Kleinbahnwagen von der am Ostufer der Schlei endenden Nebenbahn Eckernförde—Kappeln einzeln nach Kappeln und auf die ebenfalls schmalspurige Kleinbahn Flensburg—Kappeln übergeführt wurden. Der doppelte hölzerne Fahrbahnbelag lag auf Längsträgern aus I-Eisen, die fast auf jedem der 18 eisernen Schwimmkörper ohne biegungsfeste Verbindung gestoßen waren. Die bewegliche Schiffahrtöffnung hatte eine Weite von 33,8 m.

Infolge der Steigerung der Verkehrslasten auf der Landstraße seit Einführung der Lastkraftwagen und infolge der starken Erhöhung der Achsdrücke der Kleinbahnfahrzeuge wurden die Brückenteile schon seit einer Reihe von Jahren nicht unerheblich überbeansprucht. Die Schwimmkörper tauchten infolge ihrer zu geringen Fläche unter jeder schweren Last stark ein, wodurch die Unterhaltung und das Befahren der Brücke sehr erschwert wurden. Während der schwierigen Verhältnisse der Kriegs- und Nachkriegszeit konnte die Eigentümerin der Brücke, die kleine Stadtgemeinde Kappeln, die erforderlichen Unterhaltungsarbeiten nicht durchführen. Infolgedessen wurden allmählich alle Teile durch Rost und Fäulnis so geschwächt, daß die Brücke im Dezember 1922 für Lasten über 4 t Gesamtgewicht gesperrt werden mußte. Hierdurch war der ganze Kleinbahnverkehr und der Verkehr mit schweren Lastkraftwagen über die Brücke unterbunden.

Die Schwimmbrücke wieder instandzusetzen und für die heutigen Verkehrslasten zu verstärken, wäre einem vollkommenen Neubau gleichgekommen. Man entschloß sich daher, die Schwimmbrücke durch eine neue, feste Brücke zu ersetzen, zumal eine feste Brücke außer anderen auf der Hand liegenden Vorteilen die Möglichkeit bot, geschlossene Kleinbahnzüge überzuführen und so die beiden bei Kappeln endenden schmalspurigen Kleinbahnen vollwertig miteinander zu verbinden.

Auf der Schlei verkehren außer kleineren Küstenfahrzeugen auch größere seegehende Dampfer und Segelschiffe bis etwa 3,5 m Tiefgang. Da eine Hochbrücke aus wirtschaftlichen und örtlichen Gründen nicht in Frage kam, mußte für die Schiffahrt eine bewegliche Öffnung in der Brücke vorgesehen werden.

Die Stadt Kappeln und die angrenzenden Landkreise konnten die zum Bau erforderlichen Mittel nicht aufbringen. Es bestand aber ein erhebliches öffentliches Interesse an der Erhaltung der einzigen Straßenbrückenverbindung über die Schlei. Daher übernahm der Preußische Staat, Handels- und Gewerbeverwaltung, drei Viertel der Gesamtkosten und die Bauausführung. Das restliche Viertel wurde von der Provinz Schleswig-Holstein, den drei angrenzenden Kreisen Schleswig, Eckernförde und Flensburg und der Stadt Kappeln übernommen.

Infolge der schwierigen Geldverhältnisse wurde zuerst geplant, zur Ersparnis die durch den Neubau der 18 km oberhalb gelegenen eingleisigen Eisenbahnbrücke bei Lindaunis frei werdenden alten Überbauten zu verwenden, bei denen allerdings nur die Anordnung einer einspurigen Fahrbahn von 3,2 m Breite möglich war. Erst als mit dem Bau der von vornherein für die Aufnahme zweispuriger Überbauten bemessenen Pfeiler begonnen war, gelang es, auch noch die Mittel für die Beschaffung zweispuriger Überbauten bereitzustellen. Infolgedessen sind die Spannweiten der neuen Überbauten durch die Abmessungen der alten Überbauten von Lindaunis bestimmt worden. Die Zahl der Pfeiler hätte aber auch nicht vermindert werden können, wenn schon vor Baubeginn die Beschaffung neuer Überbauten festgestanden hätte, da die Lage der Schifffahrtöffnung durch örtliche Verhältnisse bestimmt war und eine Hub- oder Klappbrücke wegen der weiter unten geschilderten Höhen- und Gründungsverhältnisse, sowie aus Schönheitsrücksichten kaum in Frage gekommen wäre.

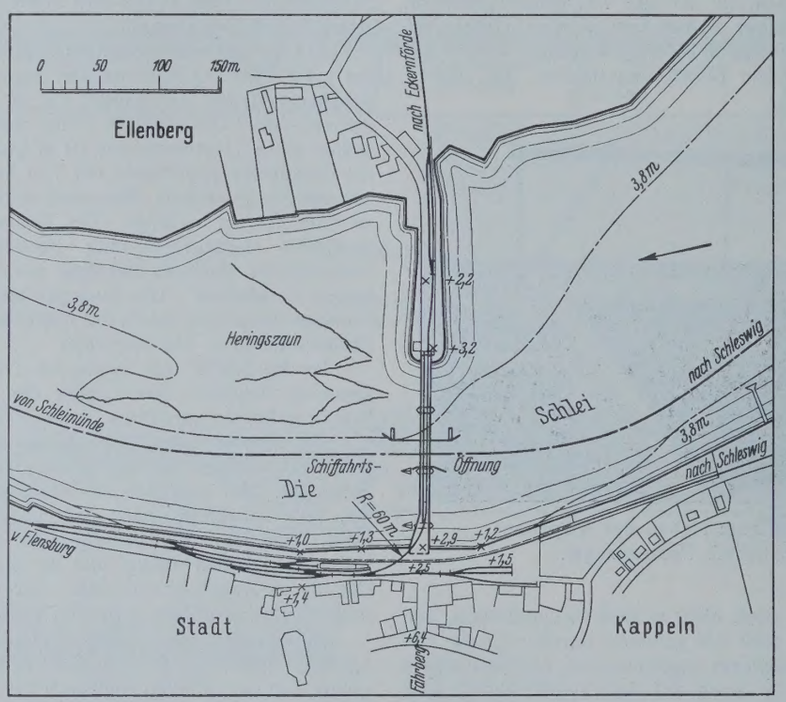


Abb. 1. Lageplan.

Allgemeine Anordnung der Brücke.

Ein Vorschlag, die neue Brücke wegen der dort möglichen besseren Entwicklung der Zufahrtstraßen und Kleinbahngleise südlich der Stadt über die Schlei zu führen, mußte unberücksichtigt bleiben, weil es unmöglich war, die damit verbundenen, bedeutend höheren Kosten für die größere Brückenlänge, sowie für den Neubau der Zufahrtstraßen und -gleise aufzubringen. Man entschloß sich daher, die neue Brücke an die Stelle zu legen, an der die Schwimmbrücke gelegen hatte. Hierbei konnte auch der vorhandene, rd. 150 m lange Anschlußdamm am Ostufer wieder benutzt werden. Die Schwimmbrücke wurde während der Bauzeit nach Süden verlegt. Die Lage der Brücke und der Zufahrtwege zeigt Abb. 1. Den Hauptzugang zur Brücke und zum Hafengelände bildet auf der Kappelner Seite der „Fährberg“ in der Verlängerung der Brückenachse. Nördlich der Brücke treten die Häuser ziemlich dicht an das Ufer heran. Zwischen ihnen und der Uferstraße an der Bohlwerkkante sind die Bahnhofgleise der Flensburger Kreisbahn eingezwängt. Das Hafengelände und die Gleise liegen hier nur 1 bis 1,5 m über MW. Bei den beschränkten Raumverhältnissen ließ sich das über die Brücke führende Kleinbahngleis nur mit der scharfen Krümmung von 60 m Halbmesser in die Gleisanlagen der Flensburger Kreisbahn einführen, wobei die Krümmung bereits auf dem zweiten Überbau beginnt und nach Kreuzung eines dreischienigen Gleises in das westlichste Gleis einmündet (s. Abb. 1). Die ungünstigen Höhenverhältnisse und der geringe, für die Rampenentwicklung zur Verfügung stehende Raum zwangen außerdem dazu, diese Krümmung gleichzeitig in eine Steigung 1 : 40 zu legen. Zur Aufnahme der Gleiskrümmung mußte der erste der vier Überbauten trapezförmigen Grundriß erhalten. Da seine 15,5 m weit gespannten Hauptträger unter der Fahrbahn liegen und ins Hochwasser eintauchen, wurde als Baustoff für diesen Überbau Eisenbeton gewählt. Die übrigen drei eisernen Überbauten haben gegliederte Hauptträger. Die Spannweite der beiden festen Überbauten beträgt je 46 m. Zwischen ihnen liegt die zweiarmige Drehbrücke mit 30 und 20 m Stützweite.

Die Schiffahrtöffnung hat die gleiche nutzbare Weite von 22,5 m erhalten wie die neue Eisenbahnbrücke über die Schlei bei Lindaunis. Die lichte Durchfahrthöhe zwischen der geschlossenen Brücke und MW beträgt 3 m. Der Mittelpunkt der Schiffahrtöffnung wurde gegenüber seiner Lage bei der Schwimmbrücke um rd. 25 m weiter nach Osten

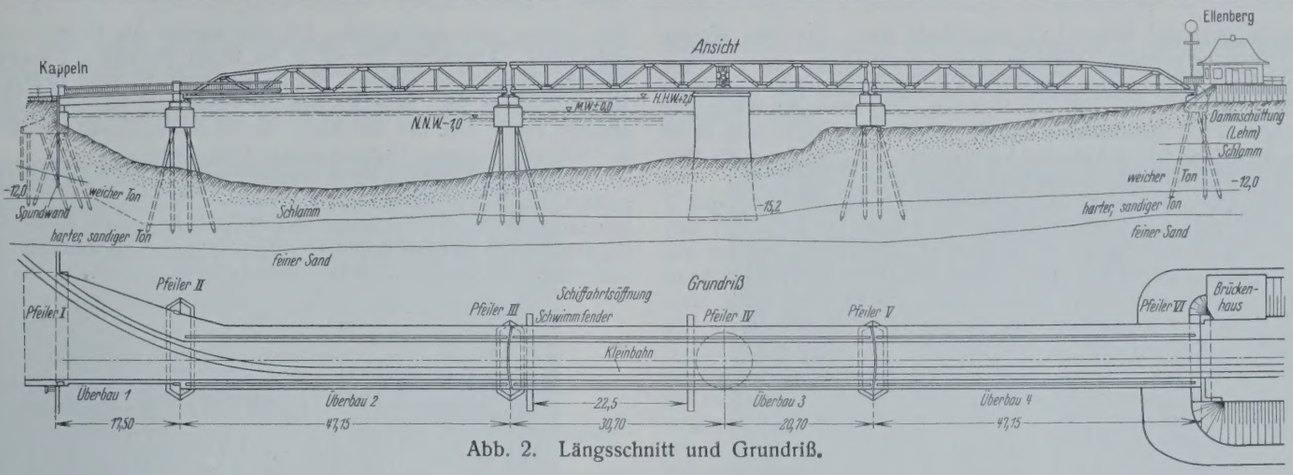


Abb. 2. Längsschnitt und Grundriß.

verlegt, um den Schiffen eine schlankere Durchfahrt zu ermöglichen. Nördlich der Brücke wurde das Fahrwasser durch Baggern dementsprechend verbreitert.

Baugrund.

Die Wassertiefe beträgt in der Brückenachse 0 bis 11 m (s. Abb. 2). Zur Untersuchung der sehr ungünstigen Untergrundverhältnisse wurden bei jedem Pfeiler Bohrungen ausgeführt. Diese ergaben, daß der tragfähige Baugrund, Geschiebemergel, unter einer 6 bis 11 m starken Schlammschicht in 12 bis 16 m Tiefe unter MW liegt. Der sehr fest gelagerte sandige Ton hat eine Stärke von 2 bis 5 m. Darunter liegt feiner wasserführender Sand, der in größerer Tiefe gröber wird. Das Wasser in der Sandschicht steht unter Überdruck. In und über der Geschiebemergelschicht wurden beim Bohren größere Steine und bei der Bauausführung Findlinge bis zu 1,5 m³ Inhalt angetroffen. Am Westufer ist der sandige Ton stellenweise von grobem Kies und blauem Ton überlagert, am Ostufer von weichem Ton. Der über dem Geschiebemergel lagernde Schlamm besteht zur Hauptsache aus Pflanzen- und Muschelresten.

Zur Prüfung der Tragfähigkeit der sandigen Tonschicht wurden in der Nähe der Pfeilerbaustellen I, II, III und V 20 m lange hölzerne Probepfähle von 40 cm mittlerem Durchmesser gerammt, die mangels einer oberen Führung aber nicht zur Probe belastet werden konnten.

Das Schleiwasser hat einen Salzgehalt von 0,6 % und greift nach dem eingeholten Gutachten infolge seines Gehalts an Sulfaten (0,69 g/l), Mgnesiumsalzen (0,47 g/l) und Chloriden (5,26 g/l) den Zement an. Auch der Schlamm ist infolge seines Gehalts an Sulfiden für Zement gefährlich.

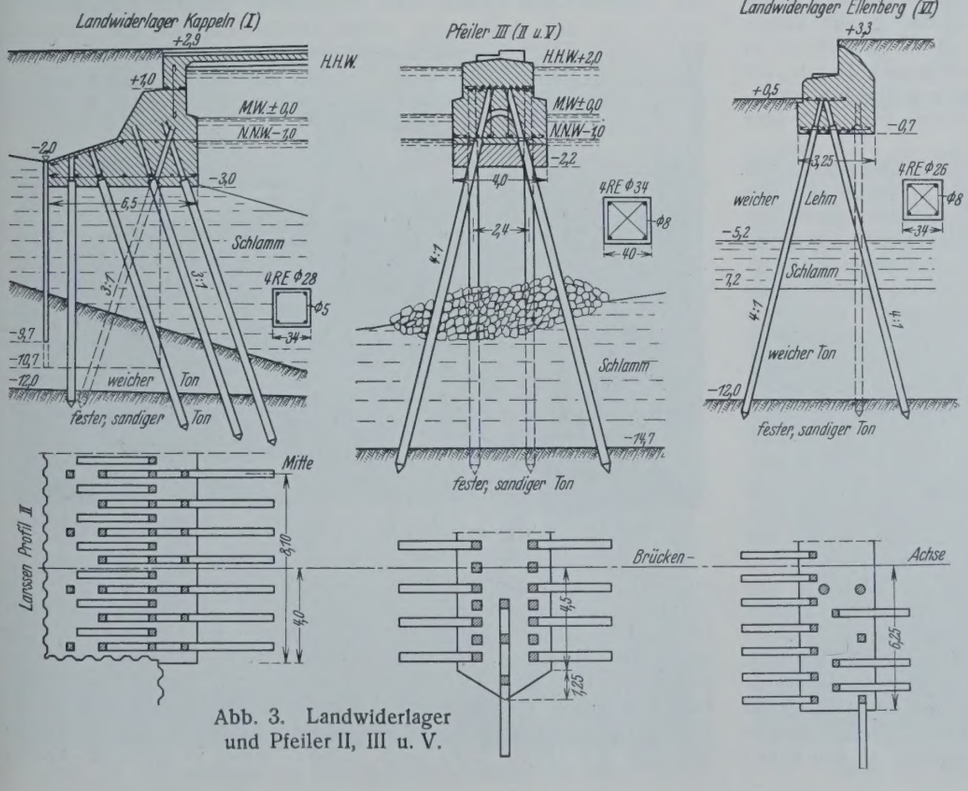


Abb. 3. Landwiderlager und Pfeiler II, III u. V.

Die Gründung.

Von den für die Pfeiler in Frage kommenden Gründungsarten wurde die Gründung auf Pfählen mit Unterwasserbetonschüttung innerhalb von Spundwänden wegen der Schwierigkeit verworfen, unter Wasser in den engen Spundwandkasten zwischen den vielen Pfählen einen guten und dichten Beton herzustellen und den hohen Pfeilern durch Anordnung stärker geneigter Pfähle eine große Grundfläche zu geben. Eine Brunnengründung schien wegen der in großer Tiefe im Boden zu erwartenden Hindernisse ebenfalls ungeeignet.

Die Gründung aller Pfeiler mit Druckluft war zu teuer. Man entschloß sich daher dazu, nur den Pfeiler IV (s. Abb. 2) mit Druckluft bis zum guten Baugrund hinabzuführen, da dieser Pfeiler im Hinblick auf die Betriebssicherheit der Drehbrücke vor jeder Lageränderung geschützt werden und mit Rücksicht auf die beim Bewegen der Drehbrücke auftretenden Kräfte eine möglichst große Masse erhalten sollte. Die übrigen drei Pfeiler und die Landwiderlager wurden auf hohem Pfahlrost gegründet. Bei Pfeiler II und III (s. Abb. 2) stehen die Pfahlroste frei im Wasser. Gegen Auskolkungen sind alle Pfeiler durch eine Steinschüttung gesichert.

Als Baustoff für die Pfähle ist Eisenbeton gewählt, und zwar mit Rücksicht darauf, daß die Pfähle erst in großer Tiefe auf einem verhältnismäßig kurzen Stück ihrer Länge die gesamte Belastung an den Baugrund abgeben müssen. Hölzerne Pfähle haben bei der hier erforderlichen Länge von rd. 20 m an der Spitze im allgemeinen nur noch einen kleinen Durchmesser. Auch ist die Möglichkeit des Auftretens des Bohrwurms nicht ausgeschlossen. Eisenbetonpfähle ließen sich auch besser mit dem oberen massiven Pfeilerkörper verbinden.

Mit Rücksicht auf die angreifenden Eigenschaften des Schleiwassers und des Schlammes wurde ein möglichst kalkarmer Zement und dichter Beton (Weichbeton) verwendet. Die Mehrzahl der Pfähle und alle massiven Pfeilerteile sind mit Hochofenzement der Norddeutschen Hütte, Bremen-Oslebshausen, hergestellt. Für einen Teil der Pfähle, die kurz nach der Herstellung gerammt werden sollten, sowie für die Druckluftarbeitskammer des Pfeilers IV wurde hochwertiger Portlandzement der Alsenschen Werke mit einem Zusatz von 0,3 R.-T. rheinischen Trasses verwendet. Für die Pfähle wurde ein etwas rascher erhärtender Hochofenzement mit 40 % Portlandklinkergehalt genommen, dessen Kalkgehalt nach Angabe des Werkes allerdings i. M. rd. 3 % größer war, als bei dem für die übrigen Bauteile verwendeten Hochofenzement mit 30 % Portlandklinker- und i. M. 52 % Kalkgehalt.

Der zur Verfügung stehende Kiessand aus der Ostsee, der zu 50 bis 70 % aus Korngrößen unter 3 mm bestand, wurde durch Zusatz von 25 bis 50 % Basaltsplitt, dessen Korngrößen zu 90 % zwischen 8 und 30 mm lagen, verbessert. Die Hohlräume ermäßigten sich hierdurch im günstigsten Falle von rd. 30 % auf rd. 16 % im eingerüttelten Zustande. Aus diesen Zuschlagstoffen hergestellter Weichbeton erwies sich bei der Untersuchung von 10 cm starken Platten im Mischungsverhältnis 1 R.-T. Zement : 5 R.-T. Kiessand und Splitt bei 10 at Wasserdruck, dem die Versuchskörper 6 Tage lang ausgesetzt wurden, noch als vollkommen

undurchlässig, während Beton 1 : 6 durchlässig war. Die vom Wasser benetzte Fläche hatte einen Durchmesser von 8 cm.

Als weiterer Schutz gegen Angriffe des Schleiwassers und Schlammes, insbesondere für die erste Zeit der Erhärtung, erhielten die Pfähle, die Außenflächen der Druckluftarbeitskammer und die Widerlager noch einen doppelten Inertolanstrich. Auf eine Verblendung der Pfeiler wurde verzichtet, ihre Kanten wurden durch Winkeleisen geschützt.

Die Ausbildung der auf Pfählen gegründeten Strompfeiler II, III und V zeigt Abb. 3. Die paarweise angeordneten Schrägpfähle schneiden sich in Höhe der Brückenauflager und nehmen so alle wagerechten, in der Richtung der Brückenachse wirkenden Kräfte ohne Biegungsbeanspruchung auf. Bei der Berechnung wurde angenommen, daß sich alle Pfähle etwa im gleichen Maße an der Aufnahme der lotrechten Lasten beteiligen. Die lotrechten Pfahlpaare erhalten noch Zusatzkräfte, die durch die außermittige Lage der Auflagerresultierenden infolge der Verkehrsbelastung entstehen. Die Auflager der Überbauten wurden auf den Pfeilern so angeordnet, daß die Resultierende der Auflagerkräfte aus der ständigen Last etwa in die Mitte des Pfeilerquerschnitts fiel. Zur Aufnahme von Stößen und zur Sicherung der Standsicherheit in der Längsrichtung der Pfeiler sind in dieser Richtung ebenfalls Schrägpfähle angeordnet.

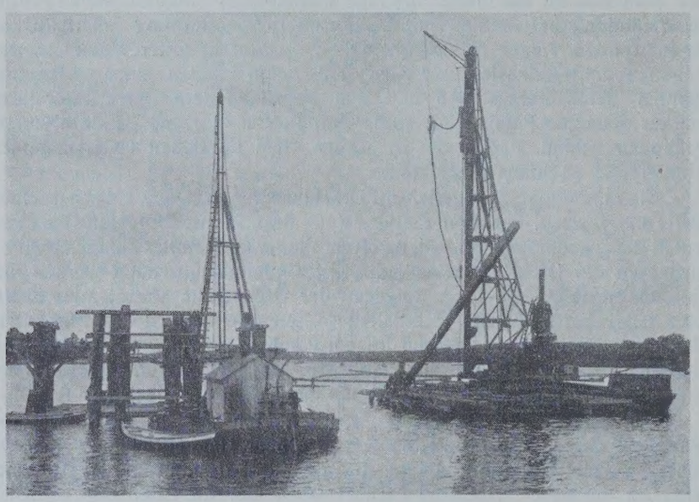


Abb. 4. Rammarbeit bei Pfeiler V.

Die größten Pfahlkräfte aus der ständigen Last allein betragen bei den Pfeilern II, III und V ohne Berücksichtigung des Pfahlgewichts 21 bis 26 t. Die größten, bei vollbelasteten Überbauten und gleichzeitig wirkenden Bremskräften auftretenden Pfahlkräfte betragen 40 t ohne Pfahlgewicht. Bei gleichzeitiger Annahme eines Schiffsstoßes von 25 t in der Längsrichtung des Pfeilers III erreicht die Kraft in den in der Längsrichtung angeordneten Schrägpfählen den Wert von 44 t. Bei Pfeiler III wurde bei geöffneter Drehbrücke und unbelastetem Überbau 2 noch eine aus einem seitlichen, in Pfeilermitte und MW-Höhe angreifenden Schiffsstoß herrührende Kraft von 50 t angenommen. Hierbei tritt noch kein Zug in den Schrägpfählen auf.

Die Pfähle der Pfeiler II, III und V haben einen Querschnitt von 40×40 cm und hatten beim Rammen eine Länge von 17 bis 20 m. Ihre Bewehrung zeigt Abb. 3. Bei der Berechnung der Knicksicherheit wurden die Pfähle etwa an der Oberkante des guten Baugrundes fest eingespannt und an der Unterseite des oberen Pfeilerkörpers gelenkig gelagert angenommen. Die Führung der Pfähle durch den Schlamm und die Steinschüttung wurde zugunsten der Sicherheit vernachlässigt. Die Knicksicherheit ist bei dieser Annahme nach Euler im ungünstigsten Fall 11fach, bei Annahme beiderseitiger Spitzenlagerung 5,5fach.

Die Längseisen der im Mischungsverhältnis 1 : 3 auf der Baustelle hergestellten Pfähle sind unten zu einer Spitze zusammengeschmiedet. Bei Verwendung von Hochofenzement war i. M. $W_{b28} = 290$ kg/cm², bei hochwertigem Portlandzement mit 0,3 R.-T. Traßzusatz $W_{b28} = 350$ kg/cm², festgestellt an in hölzernen, geölten Formen hergestellten Würfeln von 30 cm Kantenlänge.

Die 6,5 bis 7,5 t schweren Pfähle wurden von festem Gerüst mit einer schnell schlagenden Ramme durch einen Bären von 2,75 t Gewicht bei i. M. 0,8 m Fallhöhe eingerammt (s. Abb. 4). Durch den Schlamm drangen die Pfähle fast ohne Rammschläge und wurden in dem sandigen Ton fest, wenn sie i. M. etwa 1 m eingedrungen waren. Hierbei zogen die Pfähle im allgemeinen bei der letzten Hitze von zehn Schlägen noch zusammen 10 bis 15 mm. Als bei Pfeiler II versucht wurde, einige Pfähle, die schon nach geringerem Eindringen in den guten Baugrund fest wurden, noch tiefer einzurammen, stellten sich besonders bei einigen Schrägpfählen unter Wasser Querrisse und Aussprengungen an den Ecken ein. Neben den beschädigten Pfählen wurden als Ersatz neue Pfähle angeordnet. Abgesehen hiervon traten weder bei den mit hochwertigem Portlandzement noch bei den mit Hochofenzement hergestellten Pfählen Beschädigungen ein. Beim Kappen der Pfähle und bei sonstigen Stemmarbeiten zeigte sich, daß der Beton mit Hochofenzement spröder war als der mit hochwertigem Portlandzement hergestellte.

Die oberen massiven Pfeilerkörper wurden bis 2,2 m unter MW hinabgeführt, um die Knicklänge der Pfähle zu vermindern, ihre gute Einspannung zu erreichen und die Pfähle vor Beschädigungen durch treibende Gegenstände und Eis zu schützen. Gleichzeitig wurde dadurch auch eine ausreichende Höhe für die Ausbildung des Pfeilerkörpers als biegungs-

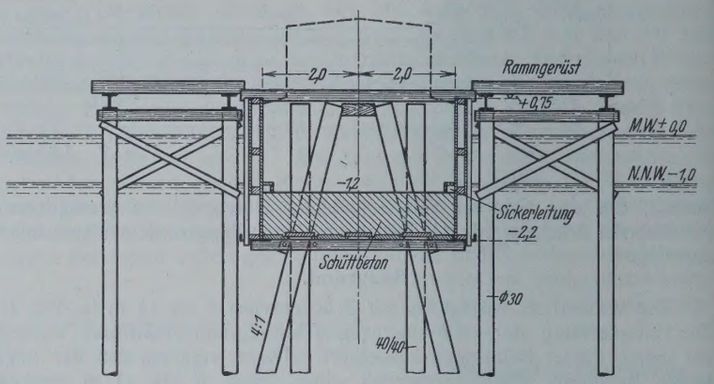


Abb. 5. Herstellung des massiven Teiles der Pfeiler II, III u. V.

fester Balken gewonnen. Die oberen Eiseneinlagen der Pfeilerkörper wurden etwa 0,8 m unter Pfeileroberkante angeordnet, weil ursprünglich Auflagersteine aus Granit in den Beton eingebettet werden sollten.

Der Pfeilerkörper wurde auf folgende Weise hergestellt: An jedem zweiten Pfählepaar wurden mit Hilfe eines Tauchers hölzerne Zangen angeklemmt (s. Abb. 5). Auf diese wurde dann ein über Wasser aus einzelnen gedichteten Tafeln zusammengeschraubter hölzerner Kasten ohne Boden abgesenkt (s. Abb. 6) und von dem Taucher seitlich durch Keile gegen eiserne, an den Enden der Zangen angebrachte Haken festgelegt. Oben wurden die Seitenwände durch aufgekämmte Hölzer gegeneinander abgesteift. Der Kasten hatte im Grundriß die Form des Pfeilers, reichte bis 0,75 m über MW und diente in der Folge zugleich als Schalung und Baugrubenumschließung. Auf die Unterwasserzangen wurden nun zwischen die Pfähle passende Eisenbetonplatten als Boden verlegt und verbleibende kleinere Löcher mit Beton in Säcken geschlossen. Auf diesen Boden schüttete man unter Wasser eine 0,8 bis 0,9 m starke Schicht Beton, die nach ihrer Erhärtung mit den Holzwänden einen wasserdichten Kasten bildete, der dann leergepumpt wurde. Hierauf entfernte man den Beton der in den Kasten hineinragenden oberen Pfahlenden bis

Abb. 6. Schalungskasten für Pfeiler V vor dem Absenken.

etwa 20 cm über dem Schüttbeton (s. Abb. 7), verlegte die Bewehrung (s. Abb. 8) und betonierte den Rest des Pfeilers im Trockenen. Da der Unterwasserschüttbeton nicht als tragend mitgerechnet ist, gestattete das angewandte Verfahren, das sich gut bewährte, den tragenden Teil des Pfeilers im Trockenen unter Aufsicht herzustellen. Durch die lotrechten Fugen zwischen den Holzwänden und dem Schüttbeton, die infolge der Erschütterungen beim Kappen der oberen Pfahlenden und infolge des Quellens des Holzes nicht dicht blieben, drang in geringen Mengen

Wasser ein. Dies wurde durch eine ringsum eingebaute einfache hölzerne Sickerleitung (s. Abb. 5) einem später ausbetonierten Pumpensumpf zugeleitet und so vom frischen Beton ferngehalten. Nach Erhärten des Betons wurde die Verschraubung zwischen den Tafeln des Holzkastens

Abb. 7. Trockengelegter Pfeilerkasten nach Kappen der oberen Pfahlenden.

vom Taucher gelöst und der Kasten wiedergewonnen. Bei den Pfeilern III und V wurde der gleiche Kasten benutzt, bei Pfeiler II wurde er verlängert.

Die Ausbildung des Landwiderlagers I am Kappelner Ufer ist in Abb. 3 dargestellt. Da die sichere Aufnahme von Zugkräften in dem zum größten Teil schlammigen Untergrund nicht gewährleistet schien und eine Verbreiterung landeinwärts wegen des dort liegenden Hafengleises nicht erwünscht war, mußte die Unterkante des massiven Körpers so tief gelegt werden, daß auch die landseitigen Pfähle infolge der Erdauflast immer Druck erhalten. Die größte Pfahlbelastung beträgt unter Berücksichtigung des Erddrucks und der Verkehrslast, aber ohne das Pfahlgewicht 34 t. Die zur Beschleunigung des Baubeginns von der Firma Wayss & Freytag, Filiale Hamburg, auf dem Schienenwege fertig bezogenen Pfähle haben einen Querschnitt von 34×34 cm bei Anlieferungslängen von 15 bis 17 m. Sie sind mit hochwertigem Zement ohne Traß im Verhältnis 1 : 3 Kiessand und Splitt gemischt und wurden mit einem Bären von 2,25 t Gewicht vom festen Gerüst aus gerammt. Eine eiserne Spundwand aus Larssenеisen Größe II umschließt das Widerlager an der Rückseite und den beiden Stirnwänden und schließt hier an die aus Larssenbohlen Größe IV bestehenden Bohlwände der Uferbefestigung an. Der Beton des Widerlagers wurde im Schutze einer abgesteiften, beiderseits an das Ufer anschließenden eisernen Spundwand unter offener Wasserhaltung eingebracht. Die eisernen Bohlen fanden später beim Bau der südlich anschließenden Bohlwand ihre endgültige Verwendung.

Das Landwiderlager am Ostufer ist in Abb. 3 dargestellt. Der massive Betonkörper ist durch Eiseneinlagen als biegungsfester Balken ausgebildet. Die größte Pfahlkraft beträgt 35 t. Zugkräfte treten nicht auf. Die 34×34 cm starken Pfähle wurden auf der Baustelle hergestellt. Der Beton des Widerlagers ist im Schutze von Erdfangedämmen eingebracht worden.

Abb. 8. Pfeilerkasten mit einem Teil der Bewehrung.

Das Mischungsverhältnis der massiven Teile der Pfeiler I bis III, V und VI ist 1 : 5 oder rd. 300 kg Hochofenzement je m³ fertigen Betons. $W_{b28} = 150$ kg/cm². Der Beton für die Pfeiler II bis VI wurde in einer schwimmenden Mischanlage hergestellt.

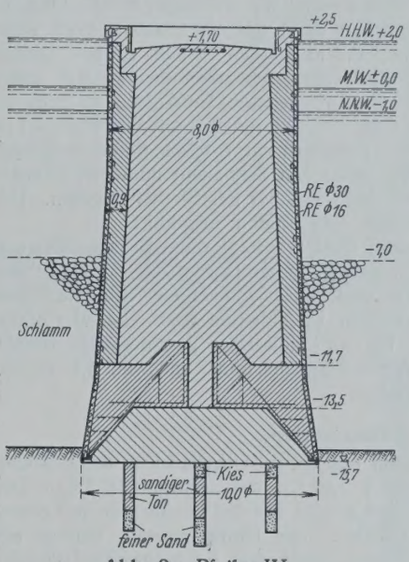


Abb. 9. Pfeiler IV.

Der mit Druckluft gegründete Pfeiler IV, der den Königstuhl und den Zahn- und Laufkranz der Drehbrücke trägt, ist in Abb. 9 dargestellt. Der untere Durchmesser des Pfeilers beträgt 10 m, der obere 8 m. Die Arbeitskammer besteht aus hochwertigem Beton mit steifen Eiseneinlagen nach dem System der Firma Beuchelt, Grünberg i. Schlesien (s. Abbild. 10). Das Mischungsverhältnis des Betons der Arbeitskammer ist 1 R.-T. hochwertiger Zement : 0,3 R.-T. Traß : 4 R.-T. Kiessand und Splitt. Der Beton der Schneiden ist fetter gemischt. Risse oder Un-

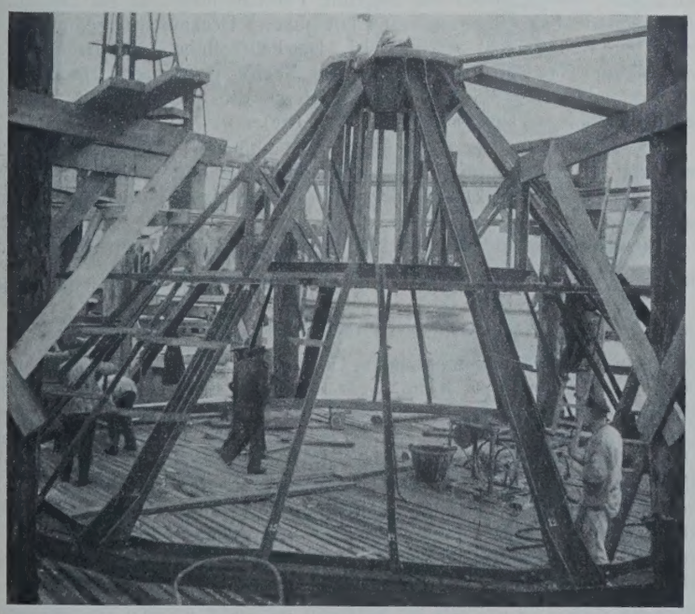


Abb. 10. Eisengerippe der Druckluftarbeitskammer für Pfeiler IV.

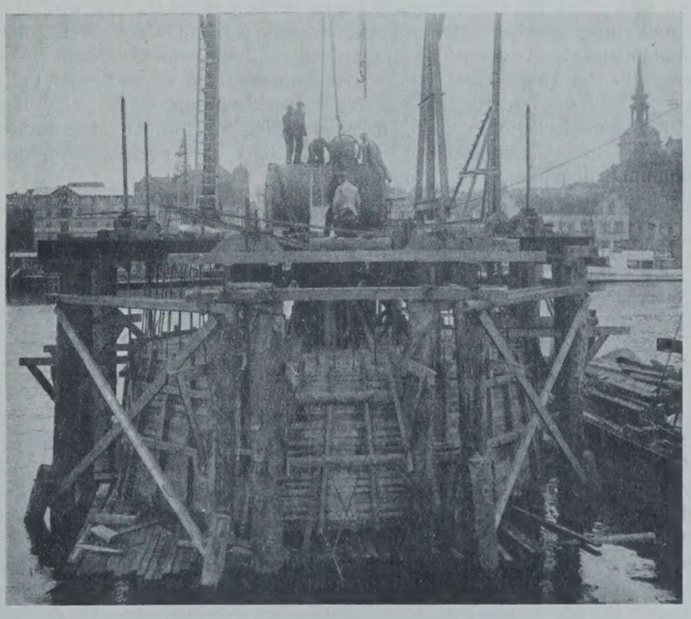


Abb. 11. Druckluftarbeitskammer mit Absenkgerüst.

dichtigkeiten haben sich beim Absenken nicht gezeigt. Die Unterkante der Schneide ist durch ein genietetes Profil gebildet. Beim Absenken war die Arbeitskammer mit acht Spindeln an einem starken, gerammten Gerüst aufgehängt (s. Abb. 11). Da es wegen des weichen Schlammes erforderlich war, den Pfeiler bis zum Erreichen des guten Baugrundes an den Spindeln aufzuhängen, wurde, um unwirtschaftliche Abmessungen der Spindeln und des Gerüstes zu vermeiden, von dem Pfeilerschaft während des Absenkens nur der äußere i. M. 0,9 m starke, mit lotrechten und ringförmigen Eisen bewehrte Mantel hochgeführt. Mit dem Ausbetonieren des Kerns wurde erst begonnen, als das Gewicht des Pfeilermantels nicht mehr zum Absenken ausreichte. Der im Mischungsverhältnis 1 : 4, $W_{b\,28}$ = 230 kg/cm², ausgeführte Mantel blieb vollkommen wasserdicht.

Die für das Absenken erforderliche Druckluft und der elektrische Licht- und Kraftstrom wurden in einer von einer Dampflokomobile betriebenen, auf dem Damm am Ostufer der Schlei aufgestellten Anlage erzeugt. Als Reserve für die Drucklufterzeugung diente eine in einer Motorschute aufgestellte zweite Kompressoranlage, die vom Ölmotor der Schute angetrieben wurde. Bei der geringen Grundfläche des Pfeiler genügte eine vereinigte Material- und Personenschleuse.

Die nach einer vor Baubeginn vorgenommenen Naßbaggerung noch rd. 9 m starke Schlammschicht wurde ohne Schwierigkeiten durchfahren. Über der tragfähigen Schicht traf die Schneide mehrfach auf große Granitfindlinge bis 1,5 m³ Inhalt, die nicht ohne Mühe in die Arbeitskammer hereingezogen und später mit einbetoniert wurden. Die sandige Tonschicht wurde in der erwarteten Tiefe erreicht. Ihre Stärke ergab sich durch nochmalige Bohrungen von der Arbeitskammer aus zu nur 2 bis 2,5 m, während eine unmittelbar nördlich der Pfeilergrundfläche vor Baubeginn niedergebrachte Bohrung eine Stärke von 4,5 m ergeben hatte. Darunter lag in großer Stärke feiner wasserhaltiger Sand. Obwohl der sandige Ton auf der westlichen Seite des Senkkastens noch nicht erreicht, sondern noch von einer 0,7 m starken Schicht groben Sandes überdeckt war, wurde von einem tieferen Absenken des Pfeilers unter — 15,7 m MW abgesehen, um nicht die sandige Tonschicht zu sehr zu schwächen. Die Arbeitskammer wurde im unteren Teil mit Weichbeton 1 : 4 ausgefüllt. Um die Bildung von Luftadern im frischen Beton möglichst zu verhindern, wurden besondere unter den Schneiden mündende Kanäle für den Luftaustritt offen gehalten, die nachher geschlossen wurden. Der Rest der Arbeitskammer wurde mit Stampfbeton ausgefüllt.

Die Bodenpressung unter dem Pfeiler beträgt ohne Berücksichtigung des Auftriebes bei vollbelasteter geschlossener Brücke 3,85 kg/cm². Bei Berücksichtigung der Windkräfte und einer von einem Schiffstoß herrührenden, in MW-Höhe angreifenden wagerechten Kraft von 50 t ergibt sich eine bei geöffneter und bei voll belasteter geschlossener Brücke gleich große Kantenpressung von 5,3 kg/cm² ohne und von 4,1 kg/cm² mit Berücksichtigung des Auftriebes.

Die Überbauten.

Das Längsgefälle der Fahrbahn beträgt auf Überbau 1 in der Brückenachse 3 %, auf Überbau 2 und 4 1,67 %, das Quergefälle 2 %. Das Gegengefälle der Überbauten 2 und 4 wird auf der Drehbrücke mit einem Halbmesser von 1500 m ausgerundet. Die Fahrbahnbreite beträgt auf Überbau 2 bis 4 5,5 m. Die Normenbreite von 5,2 m gemäß DIN 1071 reichte nicht aus, da neben dem 3 m breiten Lichtraumprofil der Kleinbahn noch Platz für einen Lastkraftwagen bleiben sollte (s. Abb. 14). Die Verbreiterung geschah teilweise auf Kosten der nutzbaren Breite der Schrammborde, in deren Lichtraum die Obergurtwinkel hineinragen. Außerhalb der Hauptträger ist auf der Nordseite ein 1,5 m breiter Fußsteig und auf der Südseite aus Schönheitsrücksichten und zur Erleichterung der Brückenunterhaltung ein 0,5 m breiter Steg angeordnet. Die Breite der Fahr- und Gehbahn auf Überbau 1 richtet sich nach dem in der Krümmung liegenden Kleinbahngleis (Abb. 2).

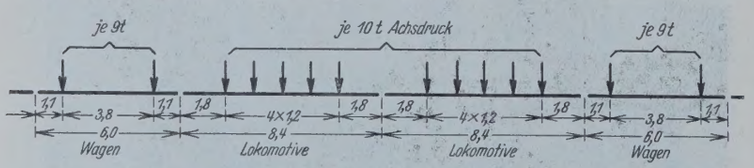


Abb. 12. Kleinbahnlastenzug.

Der Berechnung der Überbauten wurden die Straßenverkehrslasten der Klasse I des Normblattes 1072 zugrunde gelegt. Der von der Privatbahn-Aufsichtsbehörde vorgeschriebene Kleinbahnlastenzug ist in Abb. 12 dargestellt. Seine Achsdrücke sind zur Berücksichtigung späterer Erhöhungen rd. 25 % größer als die der schwersten zurzeit vorhandenen Betriebsmittel angenommen. Außerdem ist eine fünfte Lokomotivachse hinzugefügt. Bei der Berechnung der Hauptträger wurden neben dem Kleinbahnlastenzug auf der Fahrbahn dicht aufgeschlossene Lastkraftwagen und nur auf den Fußsteigen Menschengedränge angenommen. Da damals das Normblatt DIN 1073 Berechnungsgrundlagen für eiserne Straßenbrücken noch nicht vorlag, wurde die Berechnung der eisernen Überbauten auch hinsichtlich der zulässigen Spannungen nach den BE der Reichsbahn Ausgabe 1925 durchgeführt. Bei den Hauptträgern der Drehbrücke aus St 48 ist jedoch zur Verminderung der Durchbiegung in geöffnetem Zustande nur eine Spannung von 1650 bei Haupt- und 1900 kg/cm² bei Haupt- und Zusatzkräften zugelassen. Bei den Kleinbahnlasten und Lastkraftwagen sind Stoßzahlen nach Tafel 3 Spalte IV der BE berücksichtigt, die etwa den Werten der Tafel 1 der inzwischen erschienenen Berechnungsgrundlagen für eiserne Straßenbrücken DIN 1073 entsprechen. Bei der Dampfwalze wurde jedoch abweichend hiervon ein gleichbleibender Stoßbeiwert von $\varphi = 1{,}1$ eingesetzt.

Der Eisenbetonüberbau, ein Plattenbalken von 16,5 m Spannweite mit trapezförmigem Grundriß wurde auch für solche ungünstigeren Laststellungen bemessen, die durch veränderte Gleislage oder bei Entgleisungen entstehen können. Bei der Berechnung der Plattenbalken wurde keine besondere Stoßzahl eingeführt. Die Bewehrung der 25 cm starken Platte besteht aus Rundeisen Durchm. 14 mm, die der Rippen aus Rundeisen Durchm. 40 mm. Die Bügel haben 10 mm Durchm. Der Überbau wurde unter Verwendung von Hochofenzement im Verhältnis 1 : 4 betoniert. $W_{b\,28}$ = 270 kg/cm². Unter Berücksichtigung dieser Würfelfestigkeit wurden Spannungen von 45/1000 kg/cm² zugelassen. Die Ausbildung des Überbaues 1 zeigt Abb. 13.

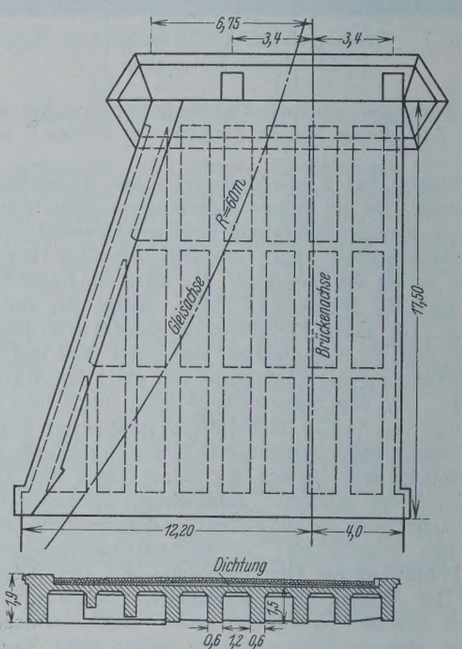


Abb. 13. Überbau.

Die Fahrbahn der Überbauten 1, 2 und 4 ist mit Basalt-Kleinpflaster in Sandbettung befestigt. Die Gehwege und Schrammborde sind mit Gußasphalt belegt. Über die tragende Fahrbahnplatte ist als Dichtung eine doppelte Lage Ruberoidpappe mit oberem Deckanstrich geklebt, die durch eine Betonschicht geschützt ist. Der Fahrbahnbelag der Drehbrücke besteht zur Gewichtsersparnis aus mit Teeröl getränktem Holz. Die längslaufenden Tragbohlen sind aus Kiefern-, die querlaufenden Bohlen des Schleißbelages aus Eichenholz (Abb. 15a).

Die Kleinbahnschienen sind geschweißt und auf den Überbauten 1, 2 und 4 mit Asphalt untergossen, auf der Drehbrücke mittels Unterlagplatten und einer elastischen Zwischenlage aus Pappelholz auf die I-Schwellen geschraubt.

Die Hauptträger der eisernen Fahrbahn haben aus Schönheitsrücksichten eine Netzhöhe von nur 4 m $= \frac{1}{11{,}5}$ erhalten. Die größte Durchbiegung unter der ruhenden Verkehrslast errechnet sich zu 53,5 mm $= \frac{1}{860}$. Die obere der im allgemeinen parallelen Gurtungen ist in den drei äußersten Feldern der Überbauten 2 und 4 zur Erzielung eines harmonischen Abschlusses herabgezogen. Die Feldweite der Überbauten 2 und 4 beträgt 5,11 m, die der Drehbrücke am langen Arm 4,88 m, am kurzen Arm 4,82 m. Das Mittelfeld mißt 1,4 m. Die Hauptträgerentfernung beträgt 6,8 m, die Bauhöhe 1,11 m. Die Unterkante konnte mit Rücksicht auf die tiefe Lage der beiderseitigen Ufer bei den Pfeilern II und VI nur rd. 10 cm über das sehr selten eintretende HHW gelegt werden (Abb. 2). Um diese Höhenlage zu erreichen, mußten die Straßen an beiden Ufern schon stark angerampt werden.

Zum Ausgleich der mit der geringen Netzhöhe an sich verbundenen Gewichtsvermehrung ist als Baustoff St 48 verwandt worden. Nur die

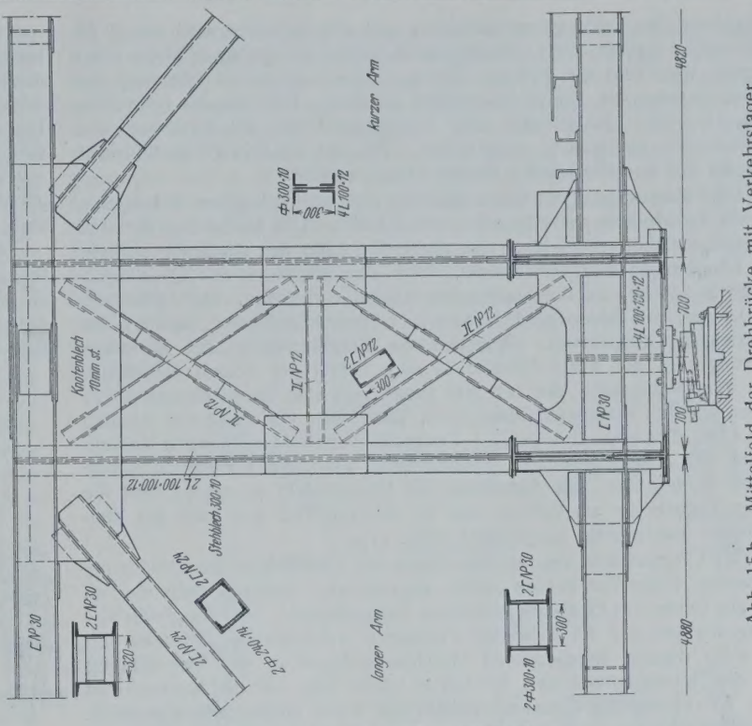


Abb. 15b. Mittelfeld der Drehbrücke mit Verkehrslager.

Abb. 14.
Querschnitt der festen Überbauten 2 u. 4.

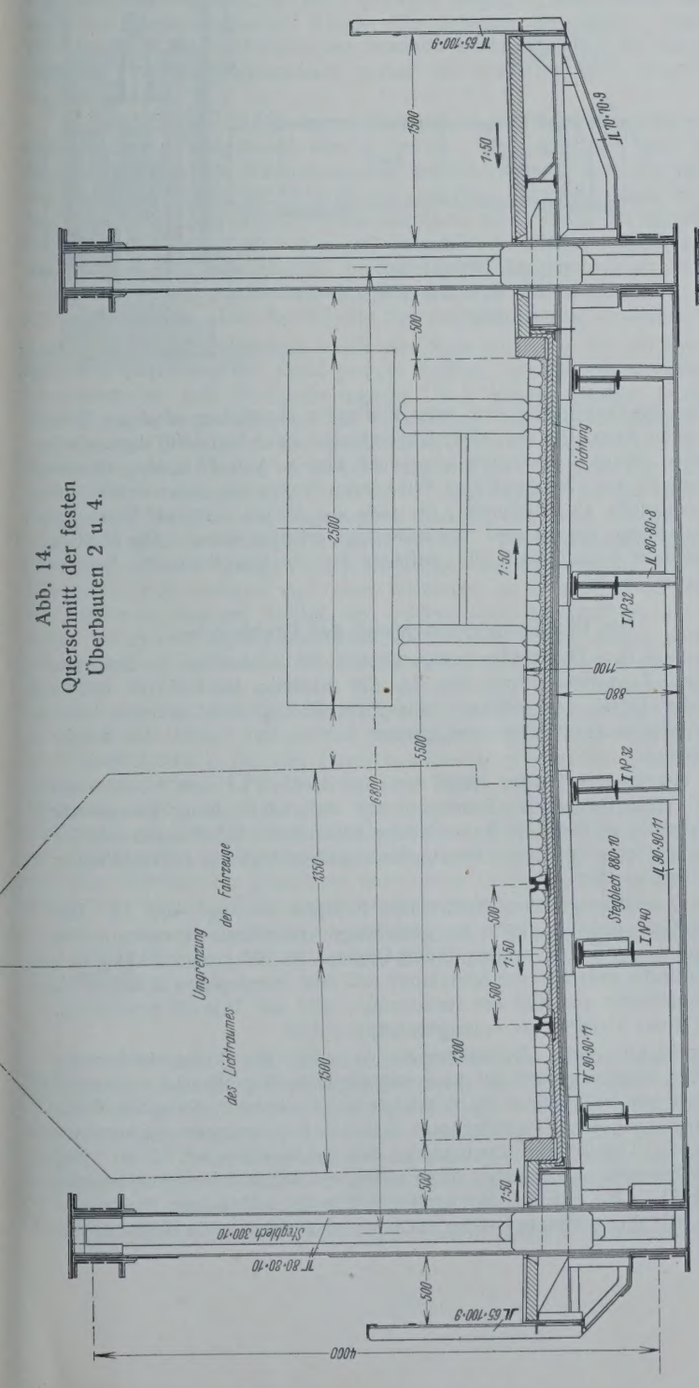
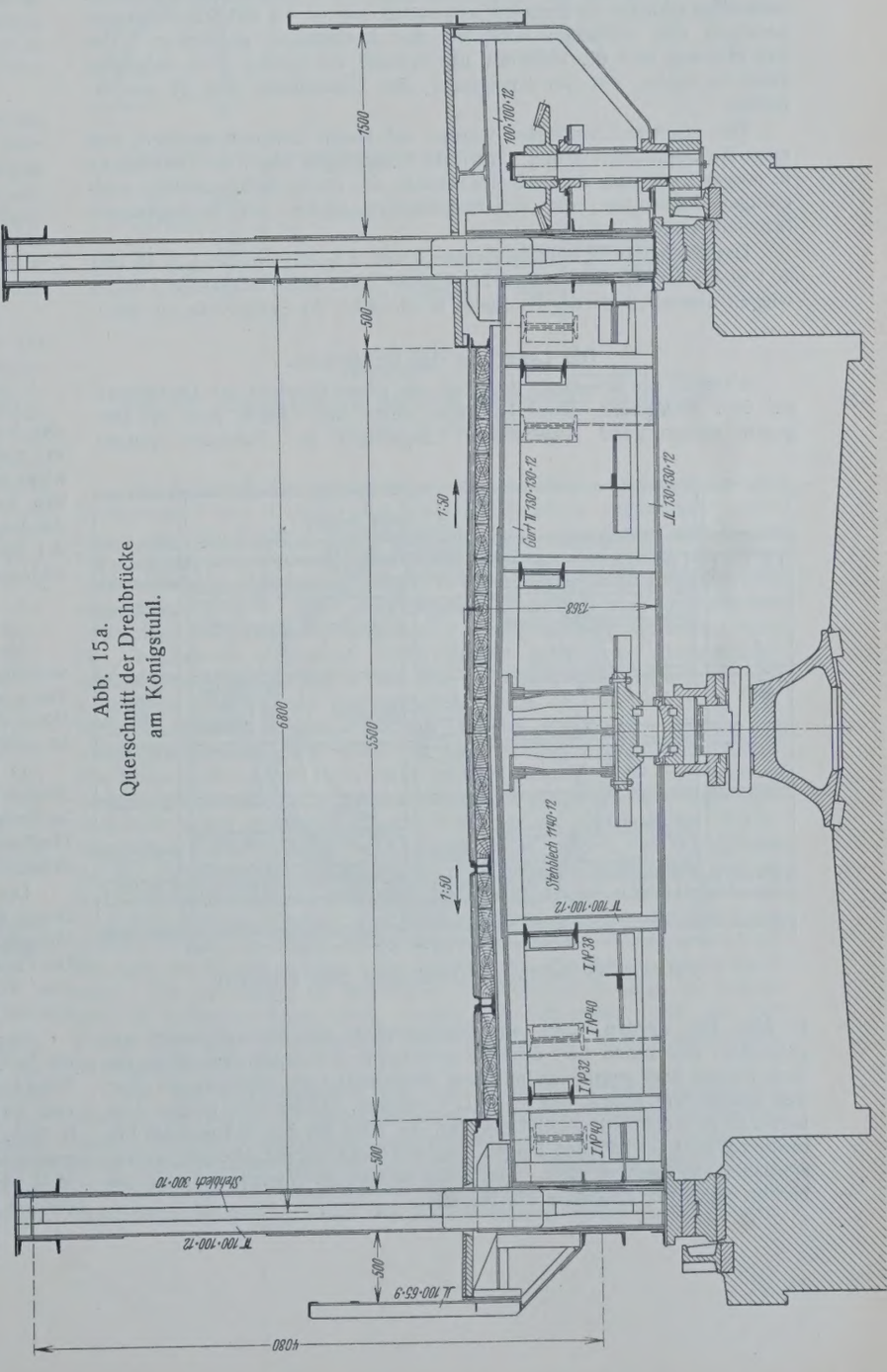


Abb. 15a.
Querschnitt der Drehbrücke am Königstuhl.



Belageisen, die Fußwegkonstruktionen und die Geländer sind aus St 37 hergestellt. Da ein oberer Windverband wegen der geringen Höhe nicht möglich war, sind die Pfosten mit den Querträgern zur Stützung des oberen Druckgurtes gegen Ausknicken zu steifen Halbrahmen verbunden (Abb. 14). Die Querschnitte aller Hauptträgerstäbe mit Ausnahme der Pfosten sind zweiwandig ausgebildet. Bei der baulichen Durchbildung sind die GE der Reichsbahn berücksichtigt worden.

Die Fahrbahntafel der festen eisernen Überbauten liegt auf Belageisen, die der Drehbrücke auf Schwellen aus I-Eisen. Die Verteilung der fünf Längsträgerreihen aus I-Eisen ist durch die Lage des Gleises bestimmt. Die Längsträger sind mit oberen, durch das Stegblech des Querträgers gesteckte Laschen zu durchlaufenden Trägern verbunden. Die Oberkante der Längs- und Querträger wurde zur Gewichtsersparnis parallel zur Querneigung angeordnet. Während die Stegblechhöhe der normalen Querträger in der Mitte 880 mm beträgt, haben die beiden Querträger über dem Königstuhl, die fast das ganze Gewicht der geöffneten Drehbrücke auf den Königstuhl übertragen, eine Höhe von 1140 mm erhalten Abb. 15a). Die über das ganze 1,4 m große Mittelfeld reichenden Knotenbleche der Hauptträger sind entsprechend unter die Untergurte herabgeführt (Abb. 15b). Zur Aufnahme der Hubspindeln (s. unten) sind die beiden Endpfosten am kurzen Arm im unteren Teil und auch der Endquerträger zweiwandig ausgebildet (Abb. 17).

Das Übergewicht des langen Armes der Drehbrücke wird durch ein im letzten Felde des kurzen Armes angeordnetes Ballastgewicht von rd. 48 t aus Beton mit Eisenschroteinlagen ausgeglichen. Zum Ausgleich des Übergewichtes des 1,5 m breiten Fußweges mit hölzerner Gehbahn und der unter diesem angeordneten Maschinenanlagen in der Querrichtung sind das Schrammbord und der 0,5 m breite Steg auf der Südseite mit einer 7,7 cm starken Eisenbetonplatte und 2 cm Gußasphalt abgedeckt. Außerdem ist noch ein Betonballastgewicht von rd. 1 t mit Schroteinlagen zwischen den südlichen Konsolen des Mittelfeldes angebracht. Um den Hubweg und die Hubkraft der Spindel am kurzen Arm möglichst klein zu halten, hat der Königstuhl eine Überhöhung von 37 mm erhalten.

Die eisernen Überbauten wurden auf festen Gerüsten montiert, und zwar die Überbauten 2 und 4 in ihrer endgültigen Lage, die Drehbrücke in ausgeschwenktem Zustande im Schutze des vorher fertiggestellten endgültigen Leitwerkes, das aus fünfpfähligen Dalben mit davorgelegten Schwimmfendern besteht.

Das Eisengewicht der Überbauten 2 und 4 beträgt je 116 t St 48 und 40 t St 37, das der Drehbrücke 110 t bezw. 32 t. Die Überbauten 2 und 4 wiegen einschließlich der Fahrbahn je rd. 340 t, die Drehbrücke rd. 260 t.

Die Lagerung der Dehbrücke.

Während des Bewegens liegt fast das ganze Gewicht der Drehbrücke auf dem Königstuhl. Zwei Laufräder unter dem kurzen Arm, die sich gegen entsprechend angeordnete Längsträger der Fahrbahn stützen

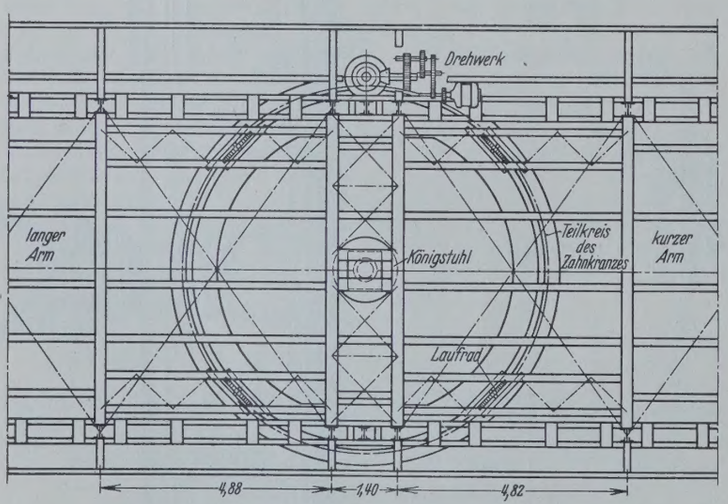


Abb. 16. Grundriß der Drehbrücke über Pfeiler IV.

(s. Abb. 16), werden durch am Endquerträger des kurzen Armes angebrachte, zusammen 4,5 t schwere gußeiserne Zusatzgegengewichte, die dem kurzen Arm zusammen mit dem Betonballast ein Übergewicht über den langen Arm geben, mit je rd. 17 t belastet. Unter dem langen Arm befinden sich ebenfalls zwei Laufräder, die aber nur bei übergroßem lotrechten Winddruck auf den langen Arm und bei sonstigen Gleichgewichtsstörungen wirksam werden. Steht die Brücke in Verkehrsstellung, so berührt keins der Laufräder die Schiene.

In geschlossenem Zustande bleibt der Königstuhl infolge seiner Überhöhung mit rd. $^2/_3$ des Eigengewichtes des Überbaues belastet, während das restliche Drittel auf den Gleitlagern an den Brückenenden ruht. Überschreitet der Druck auf dem Königstuhl beim Belasten der geschlossenen Drehbrücke durch den Verkehr den Wert bei geöffneter Brücke, so setzen sich die Hauptträger nach entsprechender Durchbiegung der Königstuhlquerträger auf seitliche, im gleichen Querschnitt wie der Königstuhl angeordnete Verkehrslager auf (s. Abb. 15). Auf diese Weise wird der Königstuhl auch von größeren Stoßkräften entlastet.

Die Lager am langen Arm der Drehbrücke sind einfache Gleitlager. Ihre oberen Lagerplatten tragen seitliche, nach unten vorstehende Leisten, die den unteren Lagerkörper umfassen und die Drehbrücke quer zu ihrer Achse festlegen. Eine ähnliche Einrichtung ist am kurzen Arm getroffen. Hier befinden sich die Leisten am unteren Lagerkörper (Abb. 17).

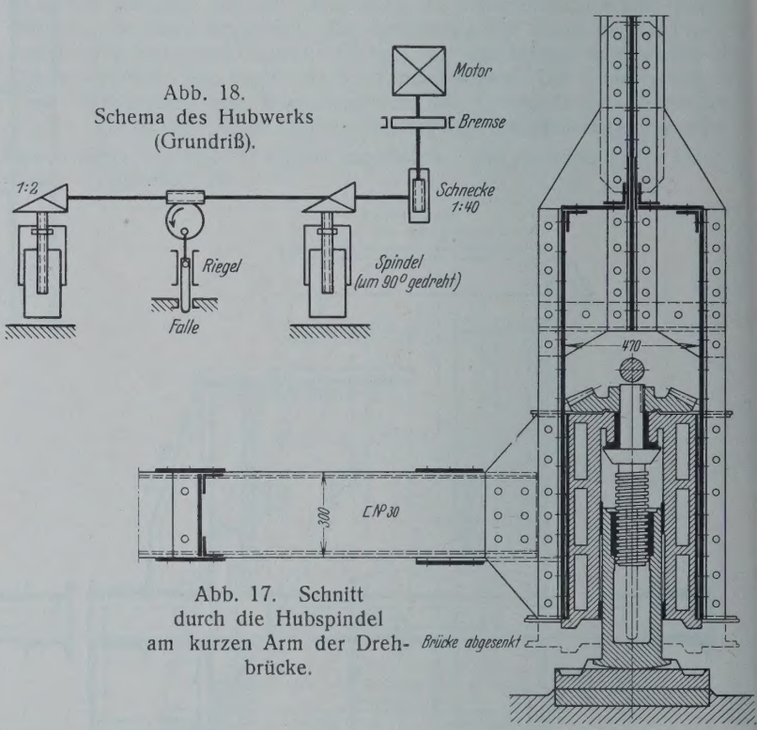


Abb. 18. Schema des Hubwerks (Grundriß).

Abb. 17. Schnitt durch die Hubspindel am kurzen Arm der Drehbrücke.

Um die Drehbrücke von ihren Endlagern abzuheben, sind am Ende des kurzen Armes in den Hauptträgerebenen zwei Spindeln angeordnet, mit denen dieses Brückenende abgesenkt wird (s. Abb. 17 u. 18). Hierbei kippt infolge des Übergewichtes des kurzen Armes die ganze Brücke um den Königstuhl als Drehpunkt, bis sich die beiden hinteren Räder auf die Laufschiene gesetzt und ihre volle Last erhalten haben. Die Muttern der Spindeln bilden auch die Auflager für die Verkehrslasten bei geschlossener Brücke.

Die Bewegungsvorrichtung der Drehbrücke.

Der auf dem Drehpfeiler gelagerte, mit der Schiene für die Laufräder vereinigte Zahnkranz reicht über $^2/_4$ des Kreises, so daß die Brücke durch das Ritzel nach beiden Seiten um 90° gedreht werden kann. Die Laufschiene reicht über den ganzen Kreis. Der Antrieb der Brücke ist elektrisch.

In der Regel wird der lange Arm der Drehbrücke nach Norden aufgedreht. Das Öffnen der Brücke in der anderen Richtung kommt nur im Gefahrfalle in Frage, z. B. um einem rammenden Schiff auszuweichen. Hierbei sind aber besondere Handgriffe zur Überbrückung der Endschalter erforderlich (s. unten).

Die Ausbildung des gußstählernen Königstuhls zeigt Abb. 15. Der Druck auf die durch Keile in der Höhenlage verstellbare Spurpfanne aus Phosphorbronze beträgt während des Drehens rd. 225 t oder 235 kg/cm². Die Gleitfläche zwischen der Spurpfanne und dem Spurzapfen aus SM-Stahl, eine Kugelfläche von 450 mm Halbmesser, wird mit Drucköl geschmiert, das mit einer Handpumpe erzeugt wird.

Der 20 kW starke Drehstrommotor ($n = 710$) des Drehwerks vermag die Brücke entgegen einem auf die ganze ungleicharmige Brücke wirkenden Winddruck von 50 kg/m² in rd. 80 sek um 90° zu drehen. Zwischen Motor und Ritzel sind drei Stirnräderpaare und ein Kegelradpaar eingeschaltet (s. Abb. 16). Der Teilkreisdurchmesser des Zahnkranzes ist 7,7 m. Die gesamte Übersetzung zwischen Motorwelle und Brückendrehachse beträgt rd. 1 : 3630. Die auf die Motorwelle wirkende selbsttätige elektrische Bremse hält die geöffnete Brücke auch bei einem auf beide Brückenarme

wirkenden Winddruck von 150 kg/m² fest. Ein zu scharfes Einfallen der Bremse, das infolge der lebendigen Kraft der Brückenmasse Beschädigungen des Triebwerks verursachen könnte, wird durch einen mit dem Hubmagneten vereinigten Dämpfungszylinder mit Luftpolster verhindert.

Abb. 17 zeigt einen Schnitt durch die Hubvorrichtung. Die Spindel aus Schmiedestahl überträgt die Auflagerkraft mit einem oberen Bund auf das Spindelgehäuse, das sie durch die unteren Anschläge an die Eisenkonstruktion abgibt. Der Steigungswinkel des Gewindes der Spindeln ist 4° 10′. Die größte Auflagerkraft beträgt während der Bewegung 22 t, während der Ruhe ohne Stoßbeiwert 74 t je Spindel. Der größte Flächendruck im Gewinde und am Bund ist während der Bewegung rd. 110 kg/cm² und in Ruhe rd. 370 kg/cm². Der Motor mußte mit Rücksicht auf die sehr große, beim Anlaufen unter Last zu überwindende Reibung der Ruhe bemessen werden. Um Betriebstörungen durch zufällige Klemmungen oder dergl. zu vermeiden, wurde an Stelle des gerade ausreichenden Motors von 12 kW die nächstgrößere Type mit 18 kW ($n = 1000$) eingebaut. In ähnlichen Fällen wird es sich empfehlen, an Stelle des Bundes mit gleitender Reibung ein Rollen- oder Kugellager anzuordnen. Von dem insgesamt 140 mm großen Weg der Spindelmutter entfallen bei mittlerer Temperatur rd. 55 mm auf den Leergang bis zum Aufsetzen der Spindelmuttern auf die Lagerplatten, rd. 50 mm auf die Kippbewegung der Brücke bis zum Auflegen des langen Armes auf die Lager, wobei nur das Übergewicht des kurzen Armes von 4,5 t zu heben ist, und rd. 35 mm auf die Beseitigung der Durchbiegung. Der ganze Hub erfordert rd. 30 sek. Den Antrieb der Hubspindeln zeigt Abb. 18. Die beiden Endschalter des Hubwerks werden durch eine mit besonderen Kegelrädern angetriebene Spindel mit Wandermutter betätigt. Die Teile des Dreh- und Hubwerks sind auf der entsprechend zugerichteten und ergänzten Eisenkonstruktion des Fußweges montiert, durch deren unvermeidliche Ungenauigkeiten manche Nacharbeiten erforderlich wurden. Eine Montage der Triebwerke auf besonderen Grundplatten ist daher in ähnlichen Fällen empfehlenswert, zumal sie schon im Werk ausgeführt werden kann.

Da der Überbau 2 (Abb. 2) auf Pfeiler II wegen der darüberführenden Gleiskrümmung festgelagert werden mußte, kann sich der Spalt über Pfeiler III infolge der Wärmeänderung des Überbaues 2 und des langen Armes der Drehbrücke auf 70 bis 80 mm erweitern. Während dieser für den Straßenverkehr durch Schleppbleche überdeckt wird, mußte für das Kleinbahngleis ein Schienenauszug angeordnet werden. Dieser besteht aus in der Richtung der Brückenachse verschieblichen Zungenschienen, die in vorgeschobenem Zustande mit den Schienen auf Überbau 2 mechanisch verriegelt werden. Der Antrieb des Schienenauszuges ist elektrisch.

Das Dreh- und Hubwerk sowie der Schienenauszug können zur Not auch von zwei Mann mit Hand bewegt werden. Hierfür sind ausrückbare Kurbelantriebe mit Kettenübertragung und entsprechenden Stirnradübersetzungen angeordnet, die zur Vermeidung von Unglücksfällen durch unachtsames Einschalten der elektrischen Antriebe nur mit den in der Nullstellung abziehbaren, verschieden ausgebildeten Kurbeln der Steuerwalzen der entsprechenden Triebwerke eingekuppelt werden können. Solange die Handantriebe eingekuppelt sind, können diese Kurbeln nicht aus den Kuppelvorrichtungen entfernt werden. Nach den bisherigen Erfahrungen ist mit häufigen Unterbrechungen der Stromzufuhr aus dem Überlandnetz zu rechnen, und zwar besonders an Sonntagen, an denen die Brücke im Sommer infolge des starken Sportsegelverkehrs auf der Schlei bei gleichzeitigem, starkem Straßenverkehr bis zu 40mal geöffnet werden muß. (Im Mittel wird die Brücke im Sommer täglich 9- bis 10mal, im Winter 3- bis 4mal geöffnet.) Da das Bewegen der Brücke von Hand zu zeitraubend ist, entschloß man sich, eine Aushilfsstromerzeugungsanlage zu schaffen. Diese besteht aus einer Drehstromdynamo von 28 kW Halbstundenleistung, die von einem unmittelbar gekuppelten Oberurseler Benzolmotor von 44 PS Leistung ($n = 1000$) angetrieben wird. Die Spannung wird von Hand mit dem Nebenschlußregler geregelt. Die Anlage ist mit den erforderlichen Umschalt- und Meßgeräten im Brückenhaus am Ostende der Brücke aufgestellt, von wo auch die im allgemeinen aus dem Überlandnetz gespeisten Kabel zum Drehpfeiler ausgehen. Die Drehbrücke ist mit diesen durch biegsame Kabel verbunden.

Die gesamte elektrische Schaltanlage der Bewegungsvorrichtungen und des Schiffahrtsignals ist auf der Drehbrücke in einem Schrank über dem Pfeiler IV vereinigt.

Sicherungsanlagen.

Alle Bewegungen der elektrisch angetriebenen Brücke sind durch Endschalter begrenzt. Beim Schließen wird die Brücke kurz vor der Schließstellung durch einen Vorendschalter mit Hilfe der selbsttätigen Magnetbremse stillgesetzt. Aus dieser Haltstellung kann die Brücke nur langsam in die Endstellung eingefahren werden. Hier wird der Strom wieder durch einen Endschalter unterbrochen und die lebendige Kraft der Brücke durch einen lotrechten Pufferriegel vernichtet, der in eine auf Pfeiler V angebrachte Falle einschnappt. Der Riegel ist im Endquerträger des kurzen Armes federnd gelagert und wird parallel geführt. Dieser Pufferriegel zieht die Brücke auch ungefähr in die richtige Lage. Die Feineinstellung besorgt ein wagerechter, vorn zugespitzter Vorschubriegel am Ende des kurzen Armes, der mit Hilfe eines Schneckengetriebes von der Antriebwelle der beiden Hubspindeln schon voll in eine seitlich genau passende, im Endabschlußblech des Überbaues 4 eingebaute Falle eingeschoben wird (s. Abb. 18), ehe die Spindelmuttern sich auf die unteren Lagerplatten aufsetzen. Zur Vermeidung von Zwängungen wird während dieser Zeit die Bremse des Drehwerkes zwangläufig gelüftet, so daß die Brücke dem Druck des wagerechten Riegels spielend folgt. Der auch in lotrechter Richtung verschieblich gelagerte Pufferriegel wird beim Anheben des Brückenendes aus der Falle gehoben und durch eine Feder zurückgezogen, so daß er beim späteren Absenken der Brücke nicht wieder in die Falle eingeführt wird, sondern sich auf eine Gleitfläche aufstellt.

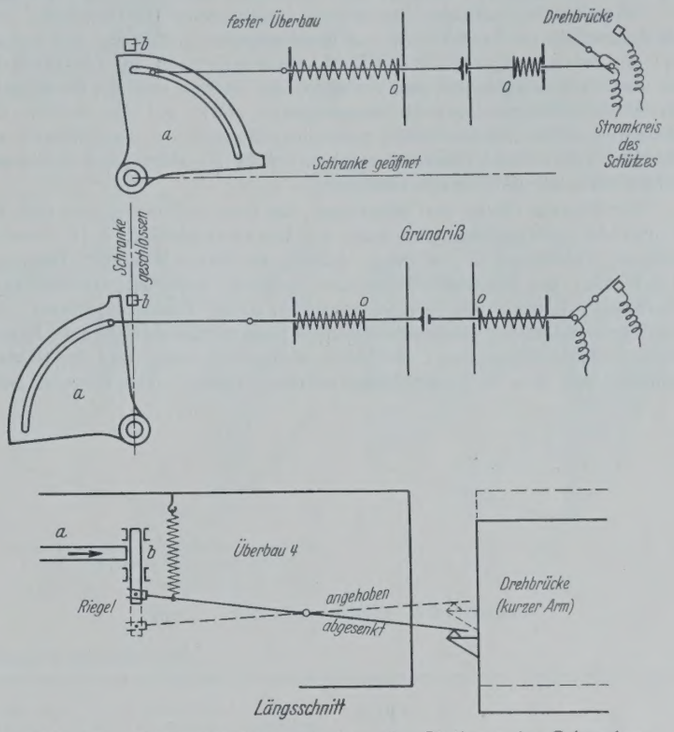


Abb. 19. Abhängigkeiten zwischen der Stellung der Schranken und der Drehbrücke.

Zum Abschluß der Brückenbahn sind über Pfeiler III und V auf den Überbauten 2 und 4 zweiarmige eiserne Schranken angeordnet, deren kurzer Arm den Fußweg abschließt und deren langer Arm sich in der Fahrtrichtung der wartenden Fahrzeuge nach der Drehbrücke zu öffnet. Diese Schranken werden von Hand bewegt und in ihren Endstellungen selbsttätig verriegelt. Beim Schließen ziehen sie erst ganz kurz vor der Schließlage selbsttätig ein Stoßgestänge zurück, wodurch an beiden Enden der Drehbrücke eingebaute hintereinander geschaltete Abhängigkeitschalter geschlossen werden (s. Abb. 19). Hierdurch schließt sich der Stromkreis eines Schützes, das nunmehr den Strom für die Bewegung des Schienenauszuges freigibt. Ein in dessen Endschalter eingebauter Abhängigkeitskontakt gibt wiederum nach vollkommenem Zurückziehen der Zungenschienen mit Hilfe eines Schützes den Strom für das Hubwerk frei. In gleicher Weise ist eine Abhängigkeit zwischen dem Hub- und Drehwerk sowie zwischen diesem und dem am Ostende der Brücke angeordneten Schiffahrtsignal (s. Abb. 2) geschaffen, so daß die Brücke nur bei geschlossenen Schranken bewegt und alle Bewegungen nur in der richtigen Reihenfolge und nach der Beendigung der vorhergehenden eingeleitet werden können. Das Schiffahrtsignal kann erst auf freie Fahrt gestellt werden, wenn die Drehbrücke voll geöffnet ist. Anderseits ist ein Bewegen der Brücke so lange nicht möglich, wie das Signal auf freie Fahrt steht. Um ein Öffnen der Schranken zu verhindern, solange die Brücke nicht in Verkehrsstellung liegt, werden die Schranken durch ein mit Federn bewegtes Hebelgestänge beim Kippen der Brücke mechanisch verriegelt (s. Abb. 19).

Um dem Straßenverkehr und vor allem den Kleinbahnzügen die Stellung der Brücke und Schranken schon von weitem kenntlich zu machen, sind an beiden Brückenenden zweifarbige Lichttagessignale angeordnet. Wird eine Schranke oder das am Ostende der Brücke zwecks Erhebung des Brückengeldes zur Nachtzeit angeordnete Tor nur etwas in der Schließrichtung bewegt oder der Schienenauszug etwas zurückgezogen,

so erscheint sofort rotes Licht, während weißes Licht als Zeichen für die Verkehrsbereitschaft der Brücke erst aufleuchtet, wenn beide Schranken und das Tor voll geöffnet sind und der Schienenauszug in der Verkehrsstellung verriegelt ist. Durch die geschaffenen Abhängigkeiten und Sicherungen wird eine falsche Bedienung der Brücke verhindert bezw. unschädlich gemacht und die Verkehrssicherheit nach menschlichem Ermessen gewährleistet.

Die Schiffahrtöffnung wird während der Dunkelheit durch Positionslaternen bezeichnet, die ebenfalls wie die Signallampen des Schiffahrtsignals elektrisch beleuchtet werden. Die elektrische Straßenbeleuchtung ist, für die Schiffahrt abgeblendet, im Obergurt des nördlichen Hauptträgers untergebracht. Sämtliche Beleuchtungs- und Signallampen werden vom Brückenhaus aus geschaltet.

Die Baukosten der Brücke betragen insgesamt rd. 957 000 R.-M. Hiervon entfallen rd. 410 000 R.-M. auf die Pfeiler und Widerlager, rd. 280 000 R.-M. auf die Überbauten einschließlich der Fahrbahn und des Anstriches, rd. 74 000 R.-M. auf die Maschineneinrichtung, die Signale und die Beleuchtung, rd. 33 000 R.-M. auf die Rampen, rd. 160 000 R.-M. auf die Uferbefestigungen, das Verlegen, den Betrieb und die Beseitigung der Schwimmbrücke, auf das Brückenhaus sowie auf die Kosten der Bauleitung. Die Brücke wurde nach einer Bauzeit von zwei Jahren am 15. März 1927 dem Verkehr übergeben. Abb. 20 zeigt ein Luftbild der Brücke kurz vor der Verkehrseröffnung.

Den Bau der Pfeiler und Widerlager, des Eisenbetonüberbaues und der Bohlwände am Kappelner Ufer hatte die Bauunternehmung F. H. Schmidt, Hamburg, übernommen, in deren Auftrag die Firma Beuchelt, Grünberg in Schlesien, die Druckluftarbeiten bei Pfeiler IV ausführte. Die eisernen Überbauten lieferte die Brückenbauanstalt Louis Eilers, Hannover, die Maschineneinrichtung die Maschinenfabrik Freund-Starke-Hoffmann, Berlin. Die elektrische Ausrüstung, die Beleuchtungseinrichtung und die Signale stammen von den Siemens-Schuckertwerken, Berlin. Der Bau der Leitwerke und Eisbrecher, die Erd-, Steinsetz- und Maurerarbeiten wurden von ortsansässigen Unternehmern ausgeführt.

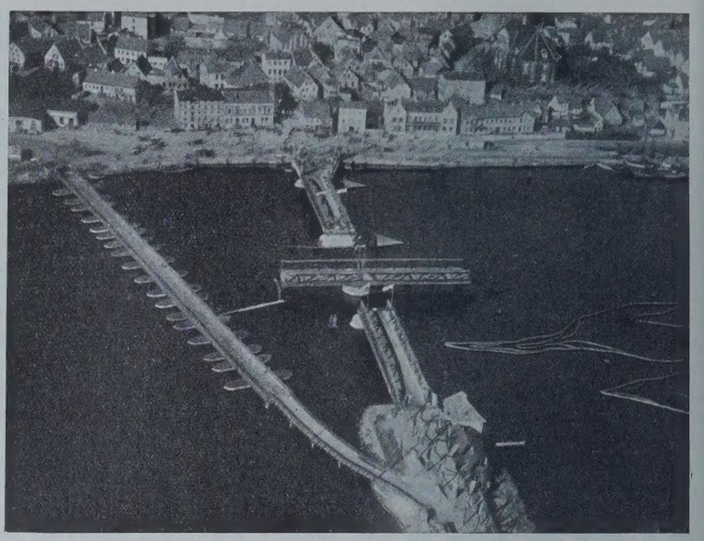


Abb. 20. Luftbild des fertigen Bauwerks.

Die Entwurfsaufstellung und Bauleitung lag in der Hand des staatlichen Wasserbauamtes Kiel, dem für diese Aufgaben der Verfasser zugeteilt war. Beim Entwurf der eisernen Überbauten und der Bewegungsvorrichtung der Drehbrücke hat Herr Baurat a. D. Dr.-Ing. ehr. F. Voß, Kiel, beratend mitgewirkt.

Alle Rechte vorbehalten.

Abramsscher Feinheitsmodul — Fullerkurve — Körnungsfaktor.

Beitrag zur kritischen Auswahl der Betonzuschlagstoffe.

Von Reg.-Baumeister Dr.-Ing. **Erich Weise**, Stadtentwässerung Berlin.

1. Unterscheidungsmerkmale der Betonzuschlagstoffe.

Die allgemeinen Unterscheidungsmerkmale für Schüttstoffe können für das Einzelkorn wie folgt angegeben werden: 1. Korngröße, 2. Korngestaltung, 3. Oberflächenbeschaffenheit, 4. Festigkeit, 5. spez. Gewicht.

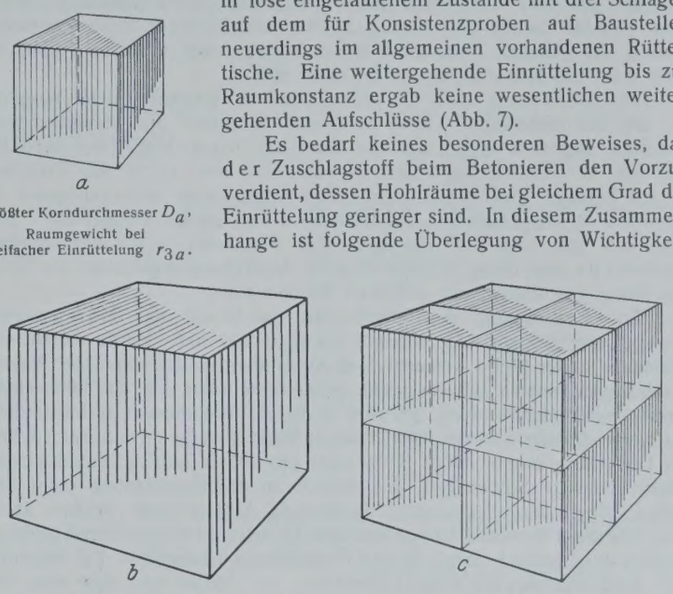
Bei einem Gemisch von Körnern kommt die Art der Verteilung der einzelnen Korngrößen hinzu, die zweckmäßig auf das Gewicht zu beziehen ist.

Beim Betonieren wird man es im allgemeinen mit Zuschlägen bestimmter einheitlicher Herkunft zu tun haben, so daß man im Einzelfall mit ganz bestimmten Eigenschaften zu 2. bis 5. rechnen kann. Anders ist es mit der Korngrößenverteilung. Diese pflegt häufig auch bei Entnahme an ein und demselben Gewinnungsorte starken Veränderungen unterworfen zu sein. Da sie jedoch für die Eigenschaften des fertigen Betons ausschlaggebende Bedeutung besitzt, ist ihre Erfassung im Einzelfalle von besonderer Bedeutung. Auch muß das Streben dahin gehen, die Kornverteilung während des Betonierens möglichst unverändert zu halten.

Die Kornverteilung ist insofern von Einfluß auf die Eigenschaften des festen Betons, als sich bei einer bestimmten Kornverteilung eine bestimmte Größe des Hohlraumes und eine bestimmte Gesamtoberfläche ergeben.

Die Hohlräume eines Steingemisches lassen sich, sobald das spez. Gewicht des Steinmaterials bekannt ist, ohne weiteres aus dem Raumgewicht errechnen $\left(\text{Hohlräume für die Raumeinheit} = 1 - \frac{r}{s}\right)$. Für gleiches Steinmaterial gibt also ein Vergleich der Raumgewichte genügenden Aufschluß über die Hohlraumverhältnisse, nur muß stets für einen bestimmten, einmal festgelegten Grad der Einrüttelung gesorgt werden. Bewährt hat sich hierbei das Einrütteln einer Probe Steinmaterial von 10 l in lose eingelaufenem Zustande mit drei Schlägen auf dem für Konsistenzproben auf Baustellen neuerdings im allgemeinen vorhandenen Rütteltische. Eine weitergehende Einrüttelung bis zur Raumkonstanz ergab keine wesentlichen weitergehenden Aufschlüsse (Abb. 7).

Es bedarf keines besonderen Beweises, daß der Zuschlagstoff beim Betonieren den Vorzug verdient, dessen Hohlräume bei gleichem Grad der Einrüttelung geringer sind. In diesem Zusammenhange ist folgende Überlegung von Wichtigkeit.



Größter Korndurchmesser D_a, Raumgewicht bei dreifacher Einrüttelung r_{3a}.

Durch gleichmäßige Vergrößerung nach den drei Koordinaten-Richtungen aus a.
$r_{3b} = r_{3a}$, $D_b = \sqrt[3]{8} \cdot D_a = 2 D_a$.

$r_{3c} = r_{3a}$, $D_c = D_a$.

Abb. 1. Mit Kies gefüllte Würfelformen.

Tabelle I. **Beispiel für die Oberflächen-Errechnung.**

Lfd. Nr.	Korngrößen-Abschnitte (cm)	Mittlere Korngrößen d (cm)	Gewichtsanteil bei 1 kg Steinmaterial in g	d^3 (cm³)	Gewicht der mittleren Kugel $\frac{\pi\, 2{,}65}{6} = 1{,}386 \cdot$ Sp. 5	Anzahl der Kugeln $n = \frac{\text{Sp. 4}}{\text{Sp. 6}}$	d^2 (cm²)	Oberfläche der mittleren Kugel πd^2 (cm²)	Teiloberflächen (in cm²) = Sp. 7 · Sp. 9	Gesamtoberfläche Σ in cm²	Bemerkungen
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	*) D bis $^4/_5$ $D = \frac{3{,}0}{2{,}4}$	$^9/_{10}$ $D = 2{,}7$	122	19,7	27,35	4,5	7,3	22,9	103	103	*) $D = d_{max} = 3$ cm
2	$^4/_5$ D „ $^3/_5$ $D = \frac{2{,}4}{1{,}8}$	$^7/_{10}$ $D = 2{,}1$	125	9,3	12,8	9,8	4,4	13,8	135	238	
3	$^3/_5$ D „ $^2/_5$ $D = \frac{1{,}8}{1{,}2}$	$^5/_{10}$ $D = 1{,}5$	137	3,37	4,7	29,2	2,25	7,1	207	445	
4	$^2/_5$ D „ $^4/_{15}$ $D = \frac{1{,}2}{0{,}8}$	$^1/_3$ $D = 1{,}0$	100	1,0	1,39	72	1,00	3,14	226	671	
5	$^4/_{15}$ D „ $^2/_{15}$ $D = \frac{0{,}8}{0{,}4}$	$^1/_5$ $D = 0{,}6$	104	$\frac{216}{10^3}$	$\frac{299}{10^3}$	348	$\frac{36}{10^2}$	$\frac{113}{10^2}$	394	1 065	
6	$^2/_{15}$ D „ $^1/_{15}$ $D = \frac{0{,}4}{0{,}2}$	$^1/_{10}$ $D = 0{,}3$	55	$\frac{27}{10^3}$	$\frac{37{,}4}{10^3}$	$1{,}47 \cdot 10^3$	$\frac{9}{10^2}$	$\frac{28{,}2}{10^2}$	414	1 479	
7	$^1/_{15}$ D „ $^1/_{30}$ $D = \frac{0{,}2}{0{,}1}$	$^1/_{20}$ $D = 0{,}15$	69	$\frac{3{,}37}{10^3}$	$\frac{4{,}7}{10^3}$	$14{,}68 \cdot 10^3$	$\frac{225}{10^2}$	$\frac{7{,}06}{10^2}$	1 035	2 514	
8	$^1/_{30}$ D „ $^1/_{60}$ $D = \frac{0{,}1}{0{,}05}$	$^1/_{40}$ $D = 0{,}075$	105	$\frac{422}{10^6}$	$\frac{585}{10^6}$	$0{,}1795 \cdot 10^6$	$\frac{56{,}3}{10^4}$	$\frac{177}{10^4}$	3 780	5 694	
9	$^1/_{60}$ D „ $^1/_{100}$ $D = \frac{0{,}05}{0{,}03}$	$^1/_{75}$ $D = 0{,}04$	56	$\frac{64}{10^6}$	$\frac{88{,}8}{10^6}$	$0{,}63 \cdot 10^6$	$\frac{16}{10^4}$	$\frac{50{,}3}{10^4}$	3 170	8 864	8 864
10	$^1/_{100}$ D „ $^1/_{300}$ $D = \frac{0{,}03}{0{,}01}$	$^1/_{150}$ $D = 0{,}02$	76	$\frac{8}{10^6}$	$\frac{11{,}1}{10^6}$	$0{,}85 \cdot 10^6$	$\frac{4}{10^4}$	$\frac{12{,}55}{10^4}$	8 610	17 474	
11	$^1/_{300}$ D „ 0 $D = \frac{0{,}01}{0{,}0}$	$^1/_{600}$ $D = 0{,}005$	51	$\frac{125}{10^9}$	$\frac{173}{10^9}$	$0{,}295 \cdot 10^9$	$\frac{25}{10^6}$	$\frac{78{,}5}{10^6}$	23 150	40 624	
			1000 g					Gesamtoberfläche = **4,06** m²/kg			
10a	$^1/_{100}$ D bis 0,02 mm	0,025	54		$\frac{21{,}7}{10^6}$	$2{,}49 \cdot 10^9$		$\frac{19{,}65}{10^4}$	4 890		**4 890** / 13 754

Kies : Splitt = 1 : 1

Gesamtoberfläche ohne Feinmehl = **1,38** m²/kg
also Oberfläche des Feinmehls < 0,2 mm = **2,68** m²/kg

Die in Abb. 1 dargestellte Würfelform *a* sei mit einem Steingemisch vom größten Durchmesser D_a und mit einem Raumgewicht bei dreifacher Einrüttelung gleich $r_{3\,a}$ angefüllt. Vergrößert man die Würfelform *a* mit ihrem Inhalt gleichmäßig nach den drei Richtungen der Koordinaten beispielsweise auf das Achtfache, so entsteht die Form *b*. Hierbei wächst auch die Hohlraumsumme auf das Achtfache. In Raumprozenten auf den Gesamtinhalt der Formen bezogen, ist jedoch der Luftrauminhalt in beiden Fällen gleich. Aus dem ursprünglichen Würfel mit dem größten Korndurchmesser D_a kann man nun in der Weise einen dritten Würfel *c* mit dem achtfachen Rauminhalt herstellen, daß man die Form *a* achtmal herstellt und dann die acht Formen zu einem neuen mit dem achtfachen Inhalt des ersten zusammenbaut (s. Würfelform *c*). Form *b* und *c* besitzen jetzt den gleichen Rauminhalt und zugleich die gleiche Hohlraumsumme. Man erkennt damit, daß Steingemische verschiedener Kornzusammensetzung die gleichen Hohlräume haben können, daß in diesen Fällen jedoch die Gesamtoberflächen verschieden sind.

Die Erfassung der Oberflächen ist weniger leicht möglich, als die der Hohlräume. Hier wird man praktisch die vereinfachende Annahme zugrunde legen, daß die einzelnen Körner Kugelform besitzen, und bei der Errechnung etwa so verfahren, wie es in der Tabelle I für ein Beispiel durchgeführt ist. Eine einheitliche Berechnungsart ist jedenfalls für vergleichende Feststellungen von großer Bedeutung. Nur ganz roh läßt sich die Oberfläche des Feinmehls $\leqq 0{,}2$ mm Durchm. angeben, da hier mangels ausreichender Aussiebungsergebnisse die Kornverteilung gewöhnlich nur geschätzt werden kann.

Eine Bestimmung der Oberflächen auf Grund der Haftwassermenge, wie sie auch Dr. Jung[1]) durchgeführt hat, wurde durch den Verfasser in der Weise versucht, daß Kiesproben vollständig unter Wasser gesetzt und sodann auf ein Blech gebracht wurden, wo das Überschußwasser unter Beobachtung gleicher äußerer Verhältnisse in bestimmter Zeitdauer ablaufen konnte. Die in langer Versuchsreihe gewonnenen Werte der Gewichtszunahme durch Haftwasser gegenüber Lufttrockenheit zeigen jedoch derartige Streuungen, daß diesem in der Handhabung recht einfachen Wege kaum besondere Bedeutung beigemessen werden kann. Jung hat diese Versuche laboratoriummäßig, also mit entsprechend größerer Sorgfalt durchgeführt. Nach seinen Feststellungen entspricht 1 g Feuchtigkeit durch Haftwasser einer Oberfläche von 233,96 cm² des von ihm untersuchten Materials.

Diesem Wert sind die folgenden Baustellenergebnisse des Verfassers gegenüberzustellen:

Bei Errechnung der Oberflächen unter Annahme kugelförmiger Körner:

Kies : Splitt nach R.-T.	Oberfläche in cm² für 1 g Haftwasser
1 : 0	i. M. 745
1 : 1	„ 655
1 : 2	„ 477
1 : 5	„ 465

Eine sorgfältigere Untersuchung im Laboratorium des Chemikers der Berliner Stadtentwässerung ergab

an Einzelkörnern von Kies i. M. von 6 Werten 625 cm²,
„ „ „ Splitt „ „ 4 „ 139 cm²,

wobei die Oberflächen an den einzelnen Steinen tatsächlich ausgemessen worden sind. Eine gewisse praktische Bedeutung kann diesem Untersuchungsverfahren dort beigemessen werden, wo es sich nur darum handelt, die Oberflächen verhältnismäßig zu bestimmen, wo es also auf die absoluten Werte nicht ankommt. Aber auch hier muß eine genügende Anzahl Einzelergebnisse vorliegen, um brauchbare Mittelwerte zu bekommen.

Im allgemeinen kann das Bild der tatsächlichen Kornzusammensetzung eines Steingemisches durch Auftragung der entsprechenden Siebkurve auf Grund einzelner Siebergebnisse sehr wesentlich ergänzt werden (Abb. 8). Für vergleichende Betrachtungen sowie ganz allgemein würde es eine wesentliche Erleichterung bedeuten, wenn man ein Gemisch bestimmter Kornzusammensetzung auf einfache Weise genau genug zahlenmäßig festlegen könnte.

Für die Auftragung einer Siebkurve ist es zunächst belanglos, mit welchen Sieben die Aussiebung vorgenommen wird. Entsprechend dem steileren Verlauf der Kurven nach dem Nullpunkte zu — bei linearer Aufteilung der Achsen — wird der Abstand zwischen zwei Sieblochweiten hier jedoch enger zu wählen sein, als nach dem größten Korn zu.

2. Siebkurven-Benennung und Wahl des Siebsatzes.

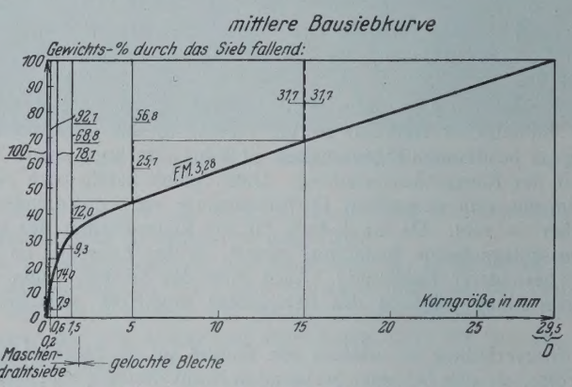
Will man der zahlenmäßigen Erfassung einer Siebkurve ohne zu umfangreiche und schwierige Rechnungen näherkommen, so ist die Kurve zweckmäßig zunächst zu stetigem Verlauf auszugleichen. Faßt man sie dann als eine allgemeine Parabel zweiter Ordnung auf, so genügen ganz allgemein fünf Punkte zu ihrer Festlegung. Da sich der größte Korndurchmesser (*D*) bei der Auftragung der Siebkurve zwangläufig ergibt, so genügen hiernach vier Siebergebnisse zur formelmäßigen Festlegung einer derartig ausgeglichenen Kurve. Die allgemeine Gleichung lautet hierfür

$$A x^2 + B y^2 + C x y + D x + E y = 0.$$

Die vier fehlenden Punkte werden zweckmäßig in der Weise aus der Siebkurve entnommen, daß ihre Abszissen — bis auf *d* gleich 0,2 mm, auf dessen Bedeutung später noch eingegangen werden wird — im festen Verhältnis zu *D* stehen. Vorgeschlagen werden hier:

$$d = D/6,\ D/20,\ D/50,\ \text{und } 0{,}2 \text{ mm (s. Abb. 3 oben).}$$

Auch Dr. Jung[1]) ist der Ansicht, daß es „zweckmäßig sei, eine möglichst geringe Anzahl von Sieben zu erstreben“ (S. 615). Streng genommen bedeutet der hier und im folgenden behandelte *D*-Wert selbstverständlich nicht den größten vorhandenen Korndurchmesser, sondern denjenigen, der gerade nicht mehr vorhanden ist. Zur Vereinfachung der Bezeichnung wird er jedoch „Größter Korndurchmesser“ genannt.

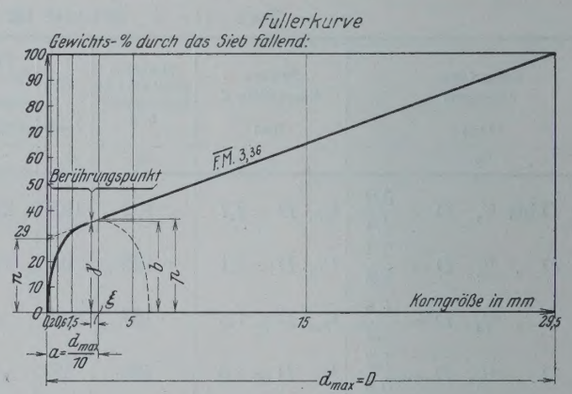


Anwendung des Baustellensiebsatzes für die Bausiebkurve der Kläranlage Waßmannsdorf.

Korngrößen von mm	bis mm	GP	Σ GP
< 45	> 15	31,7	31,7
< 15	> 5	25,1	56,8
< 5	> 1,5	12,0	68,8
< 1,5	> 0,6	9,3	78,1
< 0,6	> 0,2	14,0	92,1
< 0,2	> 0	7,9	—
		Σ GP = 327,5	

Feinheitsmodul $\frac{\Sigma\,GP}{100} = 3{,}28 = \overline{F.M.}$

Dasselbe für den vorgeschlagenen Siebsatz $D/6$, $D/20$, $D/50$ und 0,2 mm $F.M. = 2{,}96$.



Zeichenerklärung:

$a = \frac{D}{10}$,

$n = 26$ bezw. 29 GP für Kies bezw. Kies + Splitt,

$s = \frac{n}{100 - n}$,

$p = \frac{s + 0{,}1}{s + 1} \cdot 100$,

$\xi = -\frac{D}{100\,(s + 0{,}1)}$,

$b = \sqrt{p\left(p - \frac{n}{100\,s\,(s + 0{,}1)}\right)}$,

$\gamma = \frac{\left(1 + \frac{10\,\xi}{D}\right) b^2}{n}$.

Feinheitsmodul der Fullerkurve für den Baustellensiebsatz $\overline{F.M.} = 3{,}36$.
Dasselbe für den vorgeschlagenen Siebsatz $D/6$, $D/20$, $D/50$ und 0,2 mm $F.M. = 2{,}93$.

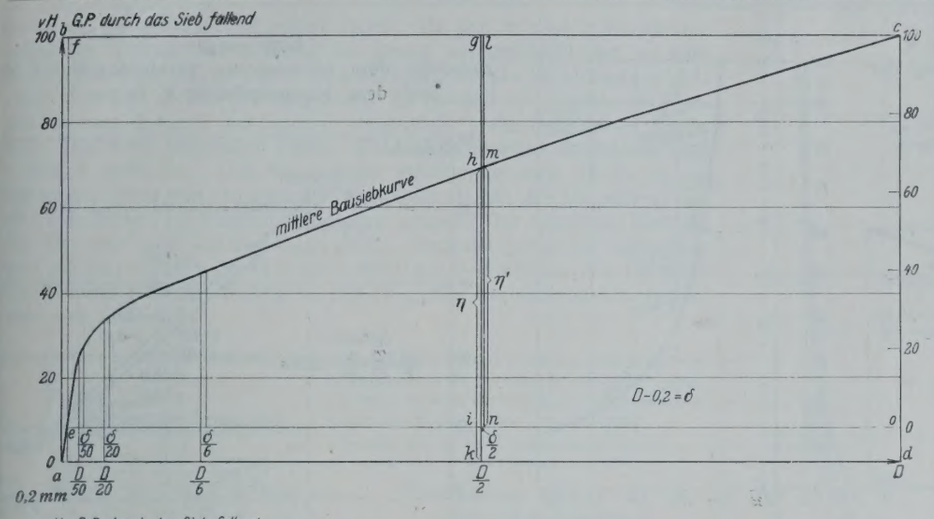
Abb. 2. Errechnung des Abramsschen Feinheitsmoduls.

Eine formelmäßige Erfassung der Siebkurven in der obengenannten Art ist noch recht umständlich und für die Praxis wenig verwendbar, wenn auch die Lösung der Gleichung durch Anwendung der Determinantenrechnung einigermaßen bequem möglich ist. Es fragt sich demnach, ob nicht noch andere, wenn auch vielleicht weniger eindeutige Möglichkeiten der Siebkurvenbenennung vorhanden sind.

Zunächst kommt hier der Abramssche[2]) Feinheitsmodul in Frage,

[1]) Dr.-Ing. Friedrich Jung, Kritische Betrachtungen über den Aufbau von Zementmörtel. „Die Bautechnik“ 1926, Heft 41, S. 612.

[2]) Prof. Duff A. Abrams, Design of concrete mixtures. Autorisierte Übersetzung in Mitteilung Nr. 1 der Schweizer Gußbeton-Kommission. 5. Auflage. 1922.



Mittlere Bausiebkurve der Kläranlage Waßmannsdorf.
Vorgeschlagener Siebsatz:
bei d_{max} = D = 30,0 mm
1. $\frac{D}{6}$ = 5,0 „
2. $\frac{D}{20}$ = 1,5 „
3. $\frac{D}{50}$ = 0,6 „
4. und 0,2 „

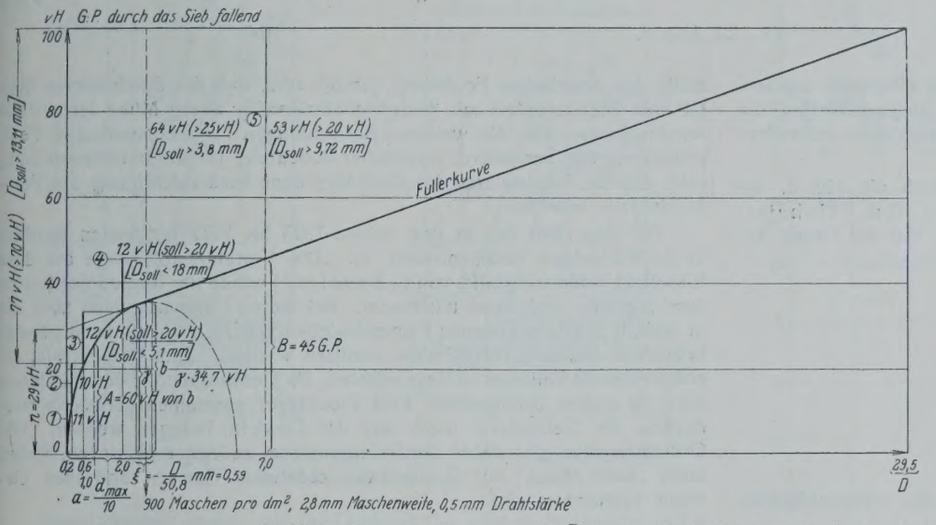
Körnungsfaktor:

$$K = \frac{aehka}{abgka} \cdot 100 = 48{,}2$$

$$K' = \frac{emne}{efine} \cdot 100 = 45{,}7$$

$$K_1 = \frac{aecda}{abcda} \cdot 100 = 65{,}5$$

$$K_1' = \frac{ecoe}{efcoe} \cdot 100 = 62{,}6$$



Fullerkurve:
K = 46,1
K' = 39,7
K_1 = 70,0
K_1' = 66,3.

Vorschriften des technischen Untersuchungsamtes bei der Tiefbaudeputation der Stadt Berlin.

① 0 → 0,2 mm
② 0,2 → 0,6 „
③ 0,6 → 2,0 „ > 20% }
④ 2,0 → 7,0 „ > 20% } > 70%
⑤ > 7,0 „ > 20%

Rückstand auf dem Sieb der Tiefbaudeputation 900 Maschen f. 1 dm² > 25%.

Es ergibt sich ein Symbol für die Fullerkurve:

$$\frac{⑤}{④ + ③ + ②}$$

Vorläufige Leitsätze für die Baukontrolle im Eisenbetonbau, aufgestellt vom Deutschen Beton-Verein E. V.

A_{soll} = 10 bis 30% von B
[A = 49% von B bei D = 7 mm]
[A = 33,6% von B bei $D \approx$ 1600 mm]

A_{max} = 70% von B
[max-Wert 60,5% von B bei D = 24 mm]

B_{soll} = 40 bis 50 G P [D_{soll} von 43,5 mm bis 23,2 mm]

B_{max} = 80 G P [D_{soll} > 9,66 mm]

Die [ ] eingeklammerten Werte geben den D-Wert an, für den die dargestellte Fullerkurve der angeführten Vorschrift entspricht.

Abb. 3. Der Körnungsfaktor K.

dessen Errechnung und Wesen aus Abb. 2 zu ersehen sind. Auch bei Ausgleichung der vorliegenden Siebkurven zu stetigem Verlauf ist dieser Wert nicht eindeutig. Es ist außerdem notwendig, um überhaupt vergleichsweise Betrachtungen mit dem Feinheitsmodul anstellen zu können, daß bestimmte einmal festgelegte und möglichst auf D bezogene Ordinaten zugrunde gelegt werden. Der Feinheitsmodul gibt dann zusammen mit dem D-Wert einen für die Praxis im allgemeinen brauchbaren Vergleichsmaßstab für die Kornzusammensetzung ab (s. Eisfelder[3]), S. 14 und Vieser[4]), S. 31). Beispielsweise werden also die folgenden Ordinaten der Rückstände zu summieren sein:

$d = D/6$, $D/20$, $D/50$, und 0,2 mm (s. Bemerkung oben).

Der Feinheitsmodul (*FM*) errechnet sich in diesem Falle als die durch 100 dividierte Summe der Gewichtsprozente der Rückstände auf den genannten Sieben.

Eine andere Möglichkeit, ein Steingemisch zahlenmäßig festzulegen, ergibt sich, wie in Abb. 3 dargestellt, durch Ermittlung eines Körnungsfaktors, der im folgenden mit k bezeichnet wird. k_1 stellt das prozentuale Verhältnis der unter der Siebkurve liegenden Fläche zu dem Rechteck aus den dazugehörigen Koordinatenachsenabschnitten dar. Durch die k-Werte wird dieses Verhältnis nur für die Flächenabschnitte von 0 bis $D/2$ ausgedrückt. Die gestrichelten k- und k_1-Werte schalten den Feinmehlanteil $\leqq$ 0,2 mm Durchm. aus.

Auch für die Rechnung mit diesen k-Werten ist es notwendig, zunächst einen stetigen Verlauf der Siebkurve durch Ausgleichung herzustellen. Auch wird es im allgemeinen ohne wesentliche Abweichung von dem ursprünglichen Kurvenverlauf möglich sein, den Ast von $^1/_2 D$ bis D durch eine Gerade zu ersetzen. Die k-Werte versprechen eine größere Genauigkeit als die k_1-Werte. Im allgemeinen wird der k-Wert für die praktische Auswahl von Steingemischen bei Betonuntersuchungen ausreichen.

[3]) Dr.-Ing. Georg Eisfelder, Betonzusammensetzung und Druckfestigkeit. Forscherarbeiten auf dem Gebiete des Eisenbetons, Heft XXXI. Berlin 1927. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

[4]) Dr. W. Vieser, Der Aufbau des Betons. Charlottenburg 1926. Zementverlag.

Eine noch weiter gehende Festlegung einer beliebigen, jedoch stetigen Siebkurve kann in der Weise erreicht werden, daß auch der η-Wert (s. Abb. 4) festgestellt wird.

Für die zahlenmäßige Behandlung der Kurven kann auf Grund des jeweiligen η-Wertes ein k_η-Wert $\left(k_\eta = \frac{\eta}{2}\right)$ an einer k-Achse abgelesen werden (s. Abb. 4). Das Verhältnis $\frac{k_\eta}{k}$ sei n. Für jeden k-Wert gibt es einen bestimmten kleinsten bezw. größten n-Wert. Es erscheint nun zweckmäßig, außer k einen v-Wert in die Rechnung einzuführen, der den Quotienten $\frac{1-n}{1-n_{\text{min bezw. max}}}$ angibt.

Der besondere Vorteil einer Verwendung des k- (bezw. v-) Wertes gegenüber der des Feinheitsmoduls liegt in seiner völligen Unabhängigkeit von irgendwelchen bestimmten Siebsätzen.

Die Rechentafel der Abb. 4 ermöglicht eine verhältnismäßig einfache und auch ausreichend genaue Ablesung der zu einer beliebigen Siebkurve gehörenden k- und v-Werte. Ihre Anwendung vollzieht sich in der Weise, daß die Siebkurve auf Grund einer beliebigen Aussiebung, wobei also die Festlegung bestimmter Siebe unwesentlich ist, im Maßstabe der Rechentafel aufgetragen wird. Sie wird sodann, falls nötig, zu einer stetigen Kurve ohne besondere Mühe ausgeglichen und mit der Rechentafel, die aus durchsichtigem Papier hergestellt ist, zur Deckung gebracht. Die gerade Linie g (s. Abb. 4) wird nun so gelegt, daß die Fläche I gleich II ist. Ihr Schnittpunkt mit der k-Achse ergibt den gesuchten k-Wert der Siebkurve. Der k_η-Wert ist ohne weiteres bei dem Schnittpunkte der Siebkurve mit der k-Achse abzulesen. Auf Grund der gefundenen Werte k und k_η ist dann der dazugehörige v-Wert, wie in der Rechentafel angedeutet, aus dem Linienzug der $n_{\text{min bezw. max}}$-Werte zu entnehmen bezw. zu errechnen. Durch den k-, k'- und v-Wert dürfte eine stetige Siebkurve auch für feinere wissenschaftliche Untersuchungen genau genug festgelegt sein. Außerdem muß selbstverständlich auch der größte Korndurchmesser $D = d_{max}$ angegeben werden.

Rechentafel zur Ermittlung des Körnungsfaktors K sowie des v-Wertes zur zahlenmäßigen Bestimmung der Kornzusammensetzung von Steingemischen.

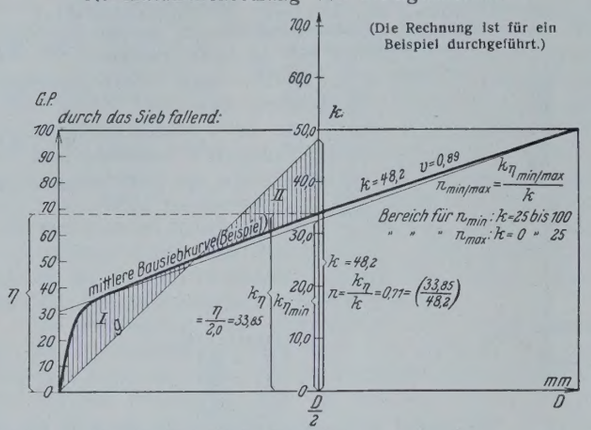
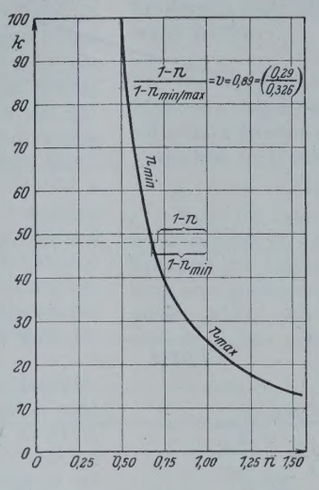


Abb. 4.



Zu Abb. 4.

Beziehungen zwischen dem Abramsschen Feinheitsmodul F.M. und dem Körnungsfaktor K bezw. K'.

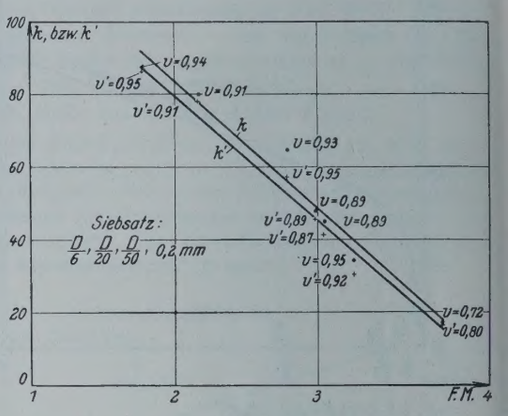


Abb. 5.

Die gerade Linie g kann nach dem Augenmaß eingepaßt werden. Nach einer Reihe von derartigen k-Bestimmungen bleiben hierbei die Schätzungsfehler gegenüber einer genauen Ausmittlung ohne besondere Übung sehr gering, nämlich innerhalb von $\pm 2\,\%$.

Von Interesse ist in diesem Zusammenhange auch die Abb. 5, wo die Beziehungen zwischen den k-Werten und dem Feinheitsmodul dargestellt sind. Die Feinheitsmoduln sind hier auf Grund des im vorstehenden vorgeschlagenen Siebsatzes

$$\begin{array}{|c|}\hline < D > \frac{D}{6} \\ \hline < \frac{D}{6} > \frac{D}{20} \\ \hline < \frac{D}{20} > \frac{D}{50} \\ \hline < \frac{D}{50} > 0{,}2\text{ mm} \\ \hline \end{array}$$

errechnet worden (s. Abb. 2). Bei Ausschaltung des Feinmehlanteils empfiehlt sich der folgende Siebsatz:

$$\begin{array}{|c|}\hline < D > \frac{\delta}{2} \\ \hline < \frac{\delta}{2} > \frac{\delta}{6} \\ \hline < \frac{\delta}{6} > \frac{\delta}{20} \\ \hline < \frac{\delta}{20} > \frac{\delta}{50} \\ \hline \end{array}$$

wobei $\delta = (D - 0{,}2)$ in mm zu setzen ist (s. Abb. 3).

Der Körnungsfaktor kennzeichnet den Siebkurvenverlauf um so genauer, je besser der Linienzug vor Ermittlung der k- und v-Werte ausgeglichen ist. Die Ausgleichung muß möglichst so geschehen, daß die Tangente an benachbarte Punkte bei dem Entlangwandern an dem Linienzug einen tunlichst stetig wachsenden oder abnehmenden Anstieg zeigt.

Unter den gleichen Bedingungen liefert der Feinheitsmodul nur dann einen Maßstab ähnlicher Genauigkeit, wenn bestimmte auf D bezogene Siebe für die zu summierenden Ordinaten zugrunde gelegt werden, über deren Auswahl erst eine Einigung erzielt werden müßte. Hierbei wären also je nach dem D-Wert verschiedene Siebsätze zu benutzen. Andernfalls, d. h. bei einem von D unabhängigen Siebsatz bestimmter Lochweiten, müßten die betreffenden auf D bezogenen Ordinaten der dann aufzutragenden Siebkurve entnommen und als Feinheitsmodul summiert werden. Eine Vereinfachung gegenüber dem Körnungsfaktor ist demnach bei Anwendung des Feinheitsmoduls nicht zu erzielen. Auch ist der Körnungsfaktor anschaulicher.

Beim Betonieren wird verlangt, die Hohlräume der Zuschläge durch das Bindemittel möglichst vollkommen zu schließen. Bei dieser Aufgabe liegt es nahe, das Steinmehl der Zuschläge als magernden Bestandteil des Bindemittels aufzufassen. Die obere Grenze für die Körnung des Feinmehls dürfte bei dem Korndurchmesser zu suchen sein, der in Zementen gerade noch nennenswert vorhanden ist. Als praktische Grenze kann, dem Vorschlage von Gaye[5]) entsprechend, das durch das 900-Maschen/cm² gehende Material gelten ($d \leqq 0{,}2$ mm), wobei gleichzeitig der praktischen Forderung genügt wird, daß der durch dieses Sieb fallende Materialanteil mit noch verhältnismäßig wenig Mühe festgestellt werden kann. Für die weiteren Betrachtungen können somit die Feststellungen von besonderer praktischer Bedeutung für die Betonherstellung sein, die das Steinmaterial der Zuschläge ohne Berücksichtigung des Feinmehlanteils betreffen.

Bei dem Bau der in den Jahren 1925 bis 1927 errichteten Berliner Zentralkläranlage Waßmannsdorf (s. „Die Vorreinigungsanlage auf dem Rieselfeld Waßmannsdorf" von E. Bendler[6])) wurde der Einfluß der Betonzuschlagstoffe eingehend untersucht. Bei diesen Untersuchungen sind die in Abb. 6 wiedergegebenen Feinmehlsiebkurven für zwei als recht günstig befundene Mischungsverhältnisse ermittelt worden. Zum Vergleich ist die entsprechende Fullerkurve eingezeichnet. Da hier Einzelstoffe verschiedenen spez. Gewichtes (Bindemittel und Zuschläge) zusammenzufassen waren, durften die Siebkurven nicht auf das Gewicht bezogen werden. Die Ordinatenachse gibt daher die Raumprozente an fester Masse an, wobei unter „feste Masse" der Quotient aus absolutem Gewicht und spez. Gewicht verstanden wird.

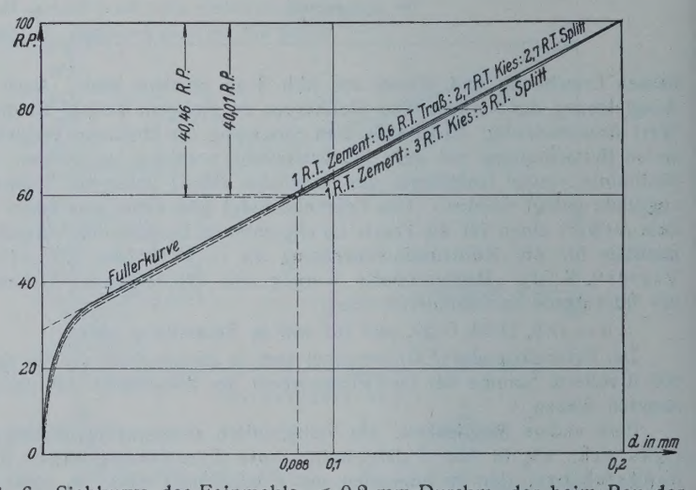


Abb. 6. Siebkurve des Feinmehls < 0,2 mm Durchm. der beim Bau der Berliner Zentralkläranlage Waßmannsdorf festgestellten günstigsten Betonmischungen, bezogen auf R.-T. fester Masse.

Es ist weiterhin von Wichtigkeit, in welcher Weise die für die Betonherstellung vornehmlich wichtigen Eigenschaften der Zuschläge, nämlich die Hohlräume und die Gesamtoberfläche, von den oben erläuterten, die Kornzusammensetzung bezeichnenden Werten D, k und v abhängen. Die genannten Größen werden mit k' und v' bezeichnet, sobald es sich um Feststellungen unter Ausschaltung des Steinmehls handelt.

Es ist bereits darauf hingewiesen worden, daß das Luftraumverhältnis sich nicht ändert, wenn alle Korndurchmesser eines bestimmten Steingemisches in dem gleichen Verhältnis vergrößert oder verringert werden. Bei einer derartigen Veränderung bleiben aber auch die Form der Sieb-

[5]) J. Gaye, Der Gußbeton und seine Anwendung im Bauwesen. Berlin 1926. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

[6]) Hermann Hahn und Fritz Langbein, Fünfzig Jahre Berliner Stadtentwässerung, S. 458. Abhandlung Erich Bendler, Die Vorreinigungsanlage auf dem Rieselfeld Waßmannsdorf. Berlin 1928. Verlag Alfred Metzner.

kurve und damit der k- und v-Wert gleich. Da sich in diesem Zusammenhange der Einfluß der v-Werte als gering herausgestellt hat, so sind in Abb. 7 die Raumgewichte des Steinmaterials in Abhängigkeit allein von den k-Werten dargestellt. Es handelt sich hierbei um Kiesmaterial, das dadurch, daß Splitt in steigendem Maße beigegeben wurde, mehr und mehr vergröbert wurde. Die entsprechenden Siebkurven sind in Abb. 8 enthalten. Das Kiesmaterial entstammte einer Grube in unmittelbarer Nähe von Groß-Berlin. Der Splitt ist aus der Umgebung von Neuhaldensleben bei Magdeburg bezogen worden. Das spezifische Gewicht von Kies und Splitt war annähernd gleich. Nach der genannten Auftragung wird ein geringstes Hohlraumverhältnis bei einem Wert $k \approx 60$ und $k' \approx 55$ erreicht. Wichtig ist, daß der größte Korndurchmesser D hier nicht von Einfluß ist.

Erläuterung: Die Verhältniszahlen geben das Mischungsverhältnis von Kies + Splitt in R.-T. an.
r_3 Raumgewicht bei Einrüttelung durch drei Schläge.
r_∞ Raumgewicht bei Einrüttelung bis z. Raumkonstanz.
Spezifisches Gewicht Kies + Splitt = 2,65.
v bewegt sich in den Grenzen von 0,7 bis 1.
v' bewegt sich in den Grenzen von 0,8 bis 1.

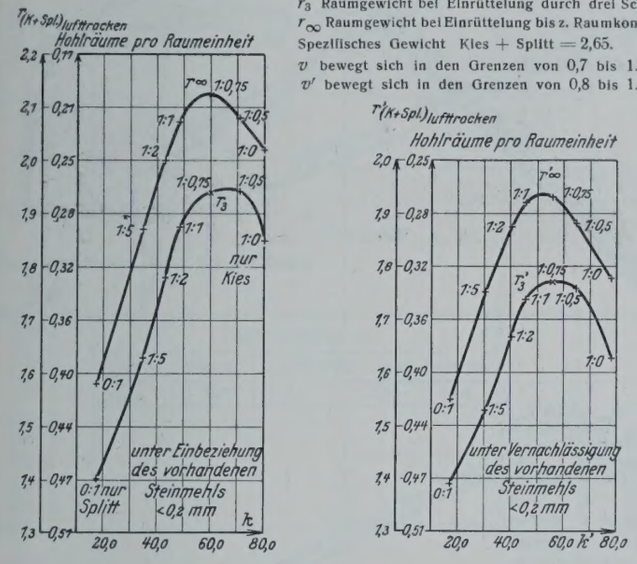


Abb. 7. Abhängigkeit der Raumgewichte der Betonzuschlagstoffe vom Körnungsfaktor K.

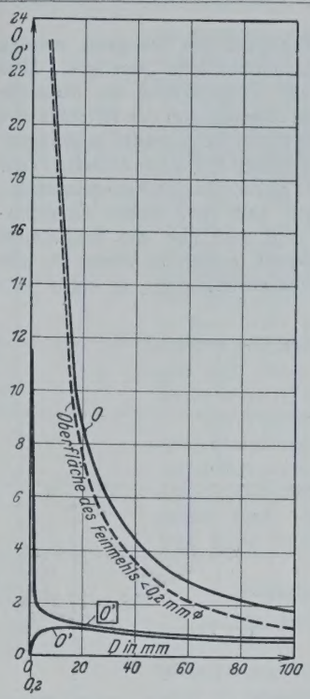
Anders verhält es sich mit der Oberfläche, die in folgendem mit o bezeichnet und in m²/kg lufttrockenen Steingemenges ausgedrückt wird. Die Gesamtoberfläche verringert sich bei gleichem k mit zunehmendem D. Eine entsprechende Darstellung findet sich in Abb. 9, und zwar für die Kornzusammensetzung der Fullerkurve.

Für einen bestimmten größten Korndurchmesser D ist die Abhängigkeit der Gesamtoberfläche von k bezw. k' in Abb. 10 dargestellt.

Die Werte o' und r' beziehen sich auf das Steinmaterial ohne Feinmehl.

3. Günstigste Kornzusammensetzung.

Für die praktische Auswahl eines Zuschlagstoffes ist nach vorstehendem hinsichtlich der günstigsten Gesamtoberfläche zunächst die Festlegung des größten Kornes D erforderlich. Hier kann vielleicht folgende Überlegung als Richtlinie dienen:



$K = 46{,}1$, $K' = 39{,}7$.
$n = 29\,\%$.
Zuschläge lufttrocken.
o = m²/kg Oberfläche unter Berücksichtigung des Feinmehls,
o' = m²/kg Oberfläche unter Vernachlässigung des Feinmehls, auf das Gesamtgewicht der Zuschlagstoffe bezogen,
$\boxed{o'}$ = m²/kg Oberfläche unter Vernachlässigung des Feinmehls auf das Gewicht des Materials > 0,2 mm bezogen.

Abb. 9. Gesamtoberfläche der Zuschlagstoffe bei Zusammensetzung nach der Fullerkurve und bei dem größten Korndurchmesser D.

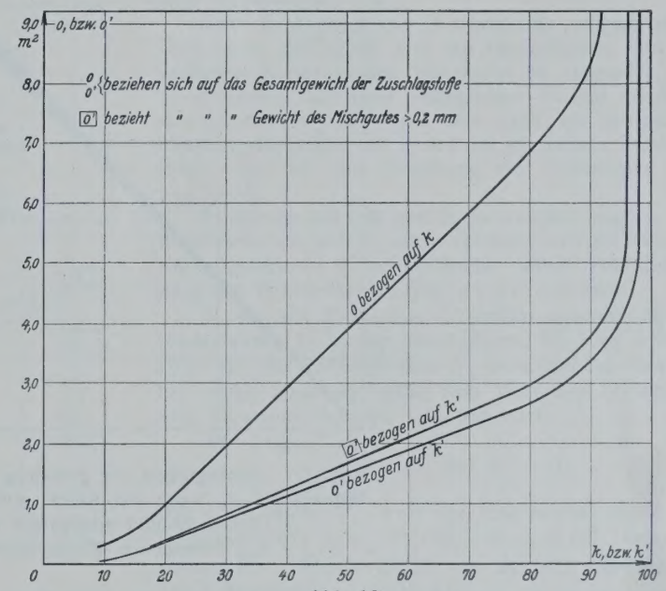
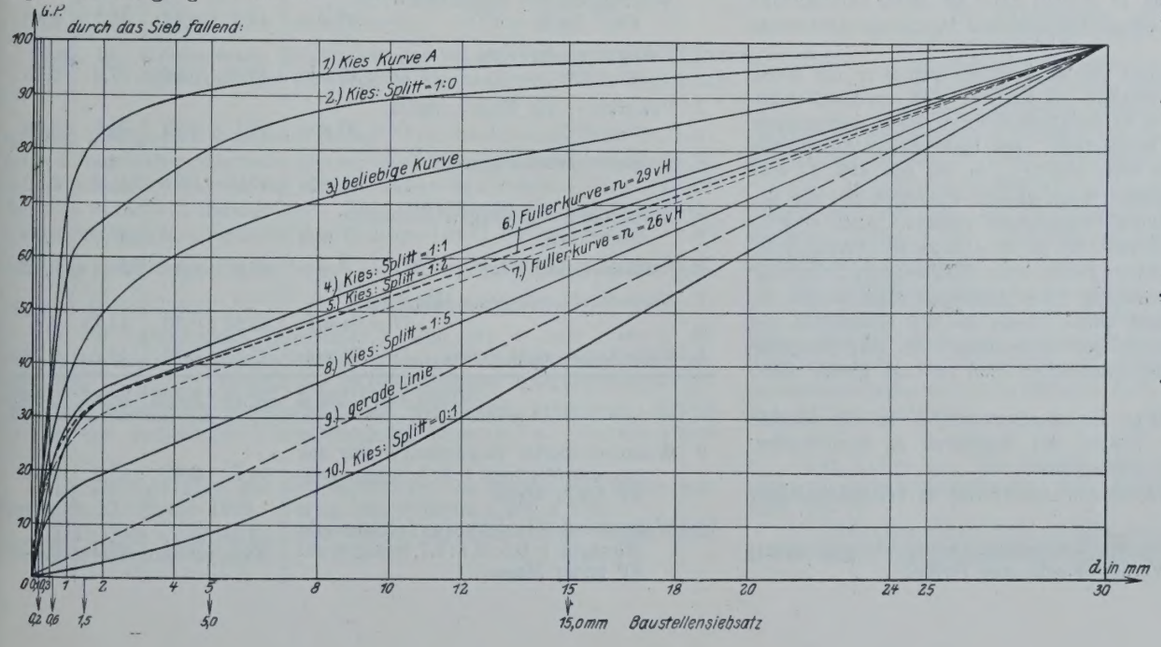


Abb. 10.
Gesamtoberfläche des Zuschlagstoffes o in m²/kg lufttrockenen Gemenges, bezogen auf den Körnungsfaktor K, für das gröbste Korn $D = 30$ mm.
Die Werte o' und K' vernachlässigen das Feinmehl < 0,2 mm Durchm.
v bewegt sich in den Grenzen von 0,7 bis 1. v' bewegt sich in den Grenzen von 0,8 bis 1.



Siebkurve	Unter Einbeziehung des Steinmehls < 0,2 mm		
	K	v	K_1
1	87,6	0,94	96,5
2	80,0	0,91	88,0
3	65,0	0,93	77,6
4	48,2	0,89	65,5
5	44,8	0,89	64,1
6	46,1	0,99	70,0
7	43,4	0,96	62,4
8	34,6	0,95	56,7
9	25,0	—	50,0
10	17,4	0,72	44,2

Siebkurve	Unter Vernachlässigung des Steinmehls < 0,2 mm		
	K'	v'	K_1'
1	86,1	0,95	96,5
2	77,9	0,91	87,4
3	57,2	0,95	76,4
4	45,7	0,89	62,6
5	41,4	0,87	62,8
6	39,7	0,99	66,3
7	37,4	0,95	57,6
8	30,4	0,92	54,2
9	25,0	—	50,0
10	17,2	0,80	43,9

Abb. 8. Siebkurven der untersuchten Zuschlagstoffe.

Die Haupteigenschaften des Betons, Dichtigkeit und Festigkeit, werden im allgemeinen mit Verringerung der Gesamtoberfläche günstiger. Dies findet jedoch insofern eine Grenze, als die Vergröberung des Materials nicht so weit getrieben werden darf, daß die Homogenität des Betonkörpers gefährdet wird. Dieser Forderung dürfte bei einem Betonwürfel in genügendem Maße entsprochen sein, wenn der Anteil groben Korns von D bis $0{,}9\,D$ auf mindestens neun Steinen besteht. Bei einer zweckmäßigen Kornzusammensetzung, etwa der Fullerkurve entsprechend, sind rund sieben Gewichtsprozente gröber als $0{,}9\,D$ vorhanden. Legt man nun ein bestimmtes Mischungsverhältnis zugrunde, sowie praktisch ermittelte Werte für den Wassergehalt und die Luftporen eines festen Betonkörpers, so ergibt sich die Möglichkeit, für einen bekannten Zuschlagstoff und für einen Betonwürfel bestimmter Kantenlänge den größten zulässigen D-Wert zu bestimmen. Hierbei kommt man zu der in Abb. 11 dargestellten Beziehung zwischen der Betonwürfelkante a und dem größtzulässigen Korndurchmesser D. Die Rechnung wurde in diesem Falle für sechs verschiedene beim Bau der Kläranlage Waßmannsdorf untersuchte Mischungsverhältnisse durchgeführt.

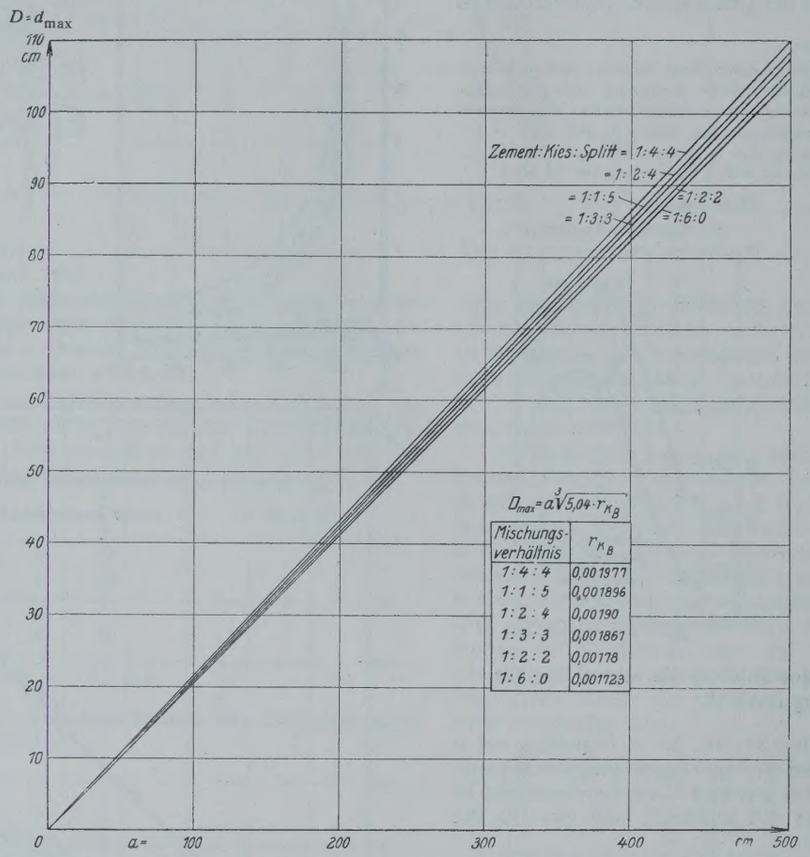


Abb. 11. Abhängigkeit des größtmöglichen Korndurchmessers D von der Würfelkante a, wenn der Anteil groben Korns von D bis $0{,}9\,D$ 7 GP ausmacht und mindestens aus neun Steinen besteht.

r_{K_B} = Raumgewicht der Zuschlagstoffe in kg für 1 cm³ festen Betons.

Praktisch dürfte sich hiernach die Bestimmung von D in der Weise gestalten, daß zunächst die geringste Betonstärke des herzustellenden Bauwerkteiles festgestellt wird, z. B. die kleinere Kante eines rechteckigen Balkens oder die Stärke einer Betonplatte. Mit Hilfe dieser Abmessung (a in cm) kann der zugehörige Wert von D_{max} in cm aus Abb. 11 entnommen werden. Selbstverständlich kann diesem Verfahren nur die Bedeutung einer Annäherungsrechnung beigemessen werden. Auch wird es häufig praktisch gar nicht möglich sein, bis an die Grenze des hiernach zulässigen D_{max} zu gehen, da zu schwere Steine beim Mischvorgang Schwierigkeiten bereiten und da die Beschaffung eines derartigen Materials oft die Baukosten ungünstig beeinflussen wird. Auch ist bei Eisenbeton besondere Rücksicht auf die Eiseneinlagen zu nehmen. So gibt beispielsweise Stadelmann[7]) (S. 7) als praktisches Maß für das größte Korn 100 mm an.

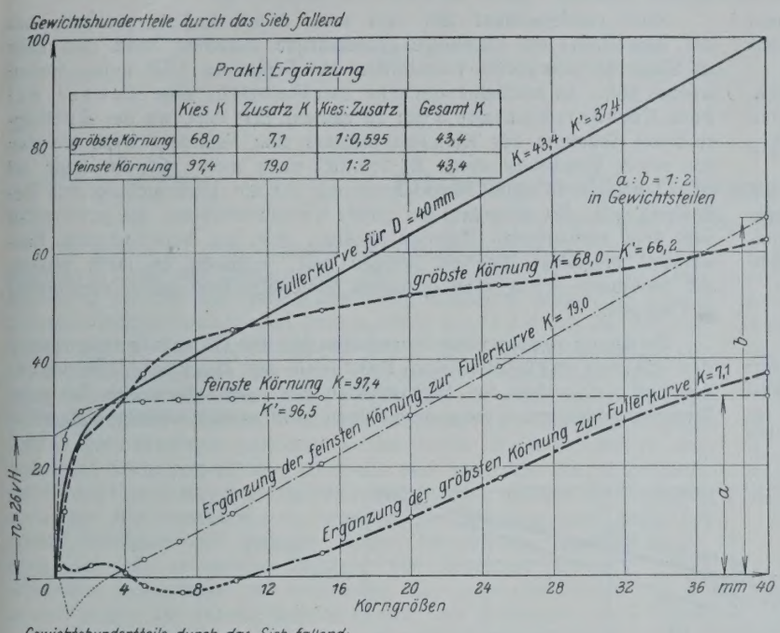
Nach Festlegung des größten Korndurchmessers D ist die weitere Frage nach dem günstigsten Verlauf der Siebkurve zu beantworten. Welcher k- und v-Wert ist also anzustreben?

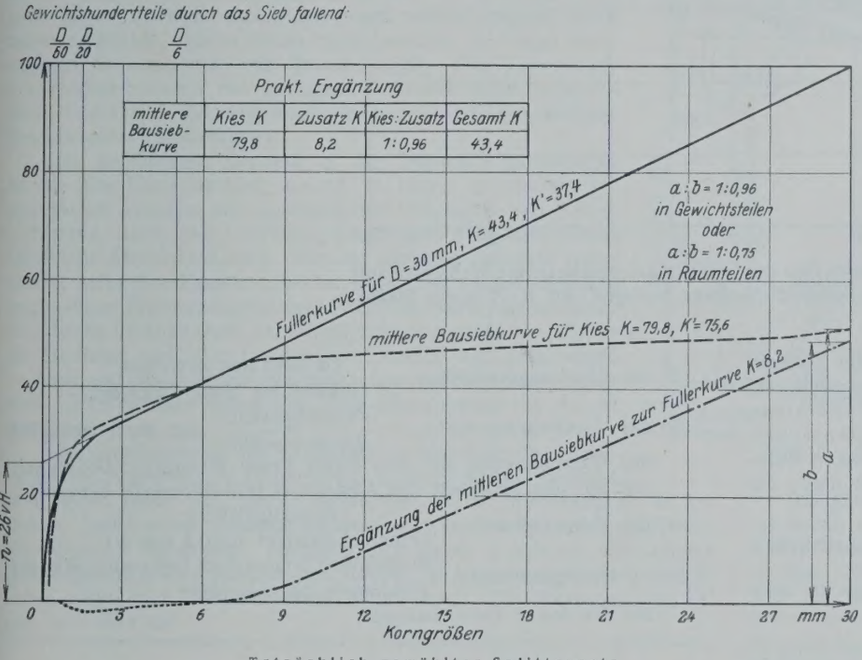
Von einer idealen Kornzusammensetzung in betontechnischer Hinsicht wird ein Geringstmaß an Hohlräumen und an Gesamtoberfläche verlangt. Aus Abb. 7 ist zu entnehmen, daß nach den Waßmannsdorfer Untersuchungen ein günstigstes Hohlraumverhältnis für ein Kies-Splitt-Gemisch bei einem Werte $k \approx 60$ bezw. $k' \approx 55$ erreicht wird. Die geringste Oberfläche ergibt sich selbstverständlich bei den kleinsten k-Werten. Ein solches Gemisch kommt jedoch wegen der ungünstigen Hohlraumverhältnisse für die wirtschaftliche Betonherstellung nicht in Frage. Die günstigste Kornverteilung ergab sich bei den Waßmannsdorfer Untersuchungen bei der Siebkurve 4 (Abb. 8), die im übrigen von der Fullerkurve nur wenig abweicht. Bei dieser Kornzusammensetzung zeigten sich die günstigste Druckfestigkeit und Dichtigkeit des Betons. Hierüber wird noch bei

Tabelle II.

	Bezeichnung der Bausiebkurve	k	v	k'	v'
1	Waßmannsdorfer Bausiebkurve für Kies : Splitt = 1 : 1 D = 30 mm	48,2	0,89	45,7	0,89
2	Fullerkurve für Kies $u = 26\,\%$ D = 30 mm	43,4	0,96	37,4	0,95
3	Fullerkurve für Kies + Splitt $u = 29\,\%$ D = 30 mm	46,1	0,99	39,7	0,99
4	Dichteste Mischung nach Jung D = 7 mm	45,0	0,97	31,2	0,90
5	Wirtschaftlich günstigste Siebkurve nach Jung D = 7 mm	—	—	37,1	0,99
6	Siebkurve nach Graf D = 7 mm	46,4	0,94	30,4	0,92
7	Vieserkurve, dichteste Mischung D = 64 mm	45,85	0,78	44,75	0,77
8	Fullerkurve nach Vieser D = 64 mm	47,15	0,76	44,7	0,76
	Mittel aus 1 bis 8	46,14	0,898	38,87	0,896
9	Waßmannsdorfer Bausiebkurve für das gesamte Mischgut 1:3:3, bezogen auf RP fester Masse	55,7	0,92	45,5	0,85
10	Waßmannsd. Bausiebkurve f. d. gesamte Mischgut 1: 0,6 : 2,7 : 2,7, bezogen auf RP fester Masse	58,5	0,94	46,6	0,82

[7]) Ed. Stadelmann, Gußbeton, Erfahrungen beim Schweizerischen Talsperrenbau. Zürich 1926. Verlag „Hoch- und Tiefbau".





Tatsächlich gewählter Splittzusatz.

Kies : Splitt nach R.-T. eingeschöpft	Splitt K	Körnungsfaktor K		
		Kies	Fuller	Kies + Splitt
1 : 1	$r_{K_0} = 1{,}73$ $r_{Spl_0} = 1{,}66$	17,4	79,8	43,4	48,2

Abb. 12. Aufbesserung des Kornes des bei der Herstellung der Zentralkläranlage Waßmannsdorf verwendeten Grubenkieses durch Splittzusatz.

späterer Gelegenheit berichtet werden. Die Bedeutung der Fullerkurve findet sich jedenfalls hiernach bestätigt. Ihre Konstruktion ist in der Literatur[8]) bereits des öfteren besprochen worden, sie ist für ein Beispiel in Abb. 2 durchgeführt. Das eingerüttelte Raumgewicht r der Fullermischung ($k \approx 45$) findet man übrigens von G. Bethke[9]) (S. 9) $= 1{,}99$ und den Undichtigkeitsgrad $1 - \frac{r}{s} = 0{,}23$ angegeben, was mit den diesseitigen Feststellungen für r_∞ gut übereinstimmt (s. Abb. 7).

In der vorstehenden Zahlentafel II sind die k- und v-Werte für die in der Literatur nachgewiesenen günstigen Kornzusammensetzungen enthalten. Die auf Grund der Waßmannsdorfer Untersuchungen gefundenen günstigsten Werte sind ihnen dort gegenübergestellt. Es ist hierbei eine weitgehende Übereinstimmung festzustellen. Anzustreben ist demnach allgemein ein Körnungsfaktor von etwa $k = 45$ bis 50, $k' = 40$ bis 45, sowie die v-Werte von $v = v' = 0{,}9$.

Jung (S. 631) weist außerdem darauf hin, daß die Kornzusammensetzungen mit 24 bis 27 % Hohlraum am wirtschaftlichsten seien. Legt man hierbei Einrüttelungen bis zur Raumkonstanz zugrunde, so würde dieser Forderung laut Abb. 7 ein k-Wert von etwa 40 bis 48 entsprechen, was der oben aufgestellten Richtlinie gut entspricht. Für den k'-Wert von 40 bis 45 ergibt zwar die Abb. 7 nicht ganz das günstigste Hohlraumverhältnis. Die gegenüber dem in dieser Hinsicht bevorzugten k'-Wert $= 55$ geringere Oberfläche dürfte hier jedoch ausschlaggebende Bedeutung haben. Für $D = 30$mm ergibt sich beispielsweise bei $k' = 45$ eine Gesamtoberfläche $o' \approx 1{,}5$ m²/kg lufttr. Zuschläge.

Der Feinmehlanteil ist in diesem Zusammenhange ohne Bedeutung, da er, wie bereits an früherer Stelle ausgeführt wurde, als magernder Bestandteil des Bindemittels und nicht als zu den Zuschlägen gehörig aufgefaßt wird. Sein Einfluß auf die Betoneigenschaften wird daher an anderer Stelle behandelt werden.

4. Praktische Anwendung des Ergebnisses.

In Abb. 12 ist ein praktisches Beispiel für die Bestimmung eines Zusatzstoffes für die Kornverbesserung von Kies dargestellt. Hierbei wurde wie folgt vorgegangen:

Nach Festlegung von D wurde die entsprechende Fullerkurve gezeichnet und die Bausiebkurve des vorhandenen Kieses in die Fullerkurve so eingepaßt, daß beide Kurven in ihrem anfänglichen Verlauf möglichst zusammenfielen. Es ergibt sich dann ein bestimmtes Mischungsverhältnis von a zu b für die beiden Zuschlagstoffe, das für die Erreichung der Fullerkurve notwendig ist.

Es ist nun mit genügender Genauigkeit möglich, den Aufbesserungsstoff auch rechnerisch mit Hilfe der Körnungsfaktoren k beispielsweise unter Vernachlässigung des Feinmehls wie folgt zu bestimmen:

Es soll ein k'-Wert $= 45$ erreicht werden. Ist nun beispielsweise k' bei der Bausiebkurve für Kies $= 80$, so ergibt sich der Körnungsfaktor k'_x des gesuchten Materials bei einem Zusatzverhältnis von Kies zum Zusatzstoff nach Gewichtsteilen wie 1 : 1 wie folgt:

$$\frac{80 + k'_x}{2} = 45, \text{ also } k'_x = 10.$$

Der erforderliche η'_x-Wert des Zusatzstoffes ergibt sich in diesem Falle zu $\eta'_x = 2 \cdot 63 - 90 = 36$ GP, wenn der gewünschte η'-Wert $= 63$ GP und der des aufzubessernden Kiesmaterials $= 90$ GP ist.

Auf diese Weise erübrigt sich auch ein Aufsuchen günstiger Zuschlaggemische durch praktische Mischversuche, wie sie beispielsweise Ziemens[10]) vorschlägt.

Im allgemeinen dürfte es genügen, wenn der Siebkurvenverlauf allein durch den Körnungsfaktor bezeichnet wird, insonderheit da die angelieferten Zuschlagstoffe gewöhnlich eine gewisse Veränderlichkeit der Kornzusammensetzung aufweisen. Die Werte des Körnungsfaktors der Bausiebkurven können mit genügender Genauigkeit aus der Rechentafel der Abb. 4 entnommen werden.

Die Kornzusammensetzung im festen Beton einschließlich der Bindemittel läßt sich, auf das Gewicht bezogen — wie bereits früher erwähnt —, wegen der verschiedenen spezifischen Gewichte nicht vergleichsfähig darstellen.

Die in Waßmannsdorf angewendeten günstigen Mischungsverhältnisse 1 : 3 : 3 und 1 : 0,6 : 2,7 : 2,7 sind daher in Abb. 13 auf RP der festen Masse bezogen dargestellt, wobei die Fullerkurve für die Mischung von Kies und Splitt zum Vergleich eingezeichnet worden ist. Ihre Kornzusammensetzung entspricht übrigens auch recht gut den von Prof. Graf[11]) aufgestellten Leitsätzen.

[8]) Oskar Spetzler und Helmut Möhle, Die Baukontrolle beim Gußbeton, S. 20. Berlin 1928. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

[9]) Dr.-Ing. G. Bethke, Das Wesen des Gußbetons. Berlin 1924. Verlag von Julius Springer.

[10]) H. Ziemens, Die Abhängigkeit der Festigkeit des Betons von seiner Kornzusammensetzung. Das Baugewerbe, Bautechnische Blätter 1926, Nr. 24.

[11]) Prof. Otto Graf, Der Aufbau des Mörtels und des Betons, S. 3. Berlin 1927. Verlag von Julius Springer.

So beträgt das Gewicht von Zement und Zuschlägen unter 7 mm Korndurchmesser rd. 62% (Soll > 50 GP) vom Gewicht des festen Betons ohne Wasseranteil bei dem Mischungsverhältnis 1 : 3 : 3.

40,5 GP des Materials unter 7 mm Korndurchmesser sind vom Durchmesser < 0,24 mm (Soll rd. 40%). Der Gewichtsanteil der gesamten trockenen Stoffe unter 7 mm Korndurchmesser beträgt rd. 56 GP ($Soll_{min}$ 45 bis 50%).

Jung (S. 615) stellt für dichteste Mischungen die Forderung auf, daß die Summe der Gewichtsanteile der beiden größten Korngrößen (in dem betreffenden Falle $D = 6{,}3$ und $d = 2{,}0$ mm) etwa 65% des Gesamtgewichtes der ganzen Kiesmischung ausmachen soll. Der entsprechende Anteil der Rückstände auf dem 2-mm-Sieb ist für $D = 30$ mm

bei der Fullerkurve für Kies : Splitt = 1 : 1 66,6 GP
„ „ Waßm. Bausiebkurve „ „ „ = 1 : 1 64,0 GP.

Es ergibt sich hier also eine gute Übereinstimmung. Doch dürfte eine derartige Bestimmung insofern nicht zu verallgemeinern sein, als dieser Wert bei gleichem Kurvenverlauf, aber verschiedenem D-Wert veränderlich ist.

Nach vorstehendem läßt sich kein Anlaß finden, weshalb bei der Beurteilung der Zuschläge grundsätzlich zwischen Sand und Kies im Sinne der Eisenbeton-Vorschriften vom September 1925 unterschieden werden soll. Es erscheint vielmehr unerheblich, eine Grenze bei dem Korndurchmesser 5 mm zu ziehen. Erst dort, wo der Zuschlagstoff bei Abnahme des Korndurchmessers zum Feinmehl wird, wo also von seiner Verkittung durch Bindemittel nicht mehr gut die Rede ist (≦ 0,2 mm), kann eine Materialtrennung für die Untersuchung von Bedeutung sein. Da außerdem der größte Korndurchmesser, der gewöhnlich von dem vorhandenen Material abhängt, dem zu betonierenden Bauwerkteil möglichst angepaßt werden soll, erscheint es nicht ratsam, auf bestimmte Korngrößen bezogene Materialanteile durch Vorschriften festzulegen.

Zu den im vorstehenden behandelten für die Haupteigenschaften des Betons maßgeblichen Faktoren der Zuschläge D, k' und v' kommen noch neben den Eigenschaften der jeweils benutzten Zemente, Trasse und Steinmehle die anderweitigen nicht minder wichtigen Begriffe:

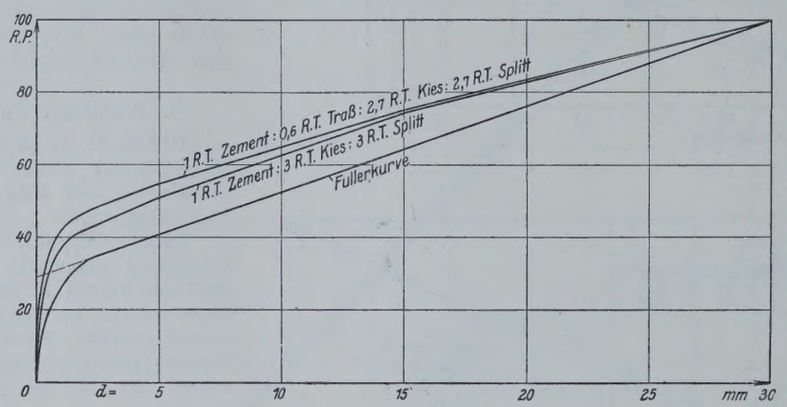


Abb. 13. Siebkurven der beim Bau der Berliner Zentralkläranlage Waßmannsdorf festgestellten günstigsten Betonmischungen, bezogen auf R.-T. fester Masse.

Schließlich sind in Abb. 3 noch die Vorschriften für die Auswahl der Betonzuschlagstoffe dem Verlauf der Fullerkurve gegenübergestellt, die vom Technischen Untersuchungsamt der Tiefbau-Deputation der Stadt Berlin durch Dr. Herrmann[12]) sowie vom Deutschen Beton-Verein[13]) aufgestellt sind. Man ersieht hier, daß diesen Richtlinien nur zum Teil und nur für ganz bestimmte D-Werte durch die Fullerkurve entsprochen wird.

[12]) Dr. P. Herrmann, Über Beton zum Unterbau von Asphaltstraßen. Der Bauingenieur 1923, Heft 1, S. 18.

[13]) Deutscher Beton-Verein E. V., Vorläufige Leitsätze für die Baukontrolle im Eisenbetonbau. Obercassel-Siegkreis 1927.

a) das Mischungsverhältnis $= \dfrac{\text{Gewicht des Zementes}}{\text{Gewicht der lufttr. Zuschläge}}$,

b) der Zementwasserfaktor $= \dfrac{\text{Zementgewicht}}{\text{Wassergewicht}}$, und zwar bezüglich des Wasseranteiles auf den festen Beton (Festigkeit, Dichtigkeit) und auf den Zeitpunkt des Anmachens (Fließfähigkeit) bezogen,

c) der Feinmehlfaktor $= \dfrac{\text{Zementgewicht}}{\text{Feinmehlgewicht } (\leqq 0{,}2 \text{ mm } \varnothing)}$,

d) der Dichtigkeitsfaktor $= \dfrac{\text{Bindemittel(Zement, Traß, Feinmehl u. Wasser)}}{\text{Hohlräume der Zuschläge}}$,

auf den festen Beton bezogen.

Alle Rechte vorbehalten.

Erfahrungen über Schrumpfrisse bei Gußbeton.

Von Regierungsbaurat Dr.-Ing. **Max Schinkel,** Magdeburg.

Die großen als geschlossene Rahmen ausgebildeten Eisenbeton-Unterführungen unter der Dammstrecke des Mittellandkanals vor der Überschreitung der Elbe auf hoher Kanalbrücke müssen in mehr oder weniger betonfeindlichem Grundwasser (insbesondere SO_3-Gehalt bis rd. 400 mg/l) erbaut werden. Als Schutz dagegen war in den Entwürfen zunächst eine Umhüllung der ganzen Bauwerke mit mehreren Asphaltpapplagen und einer 0,30 mm starken Bleieinlage vorgesehen, die wiederum durch säurebeständige Klinkerschichten in Asphaltmörtel oder eine Betonschicht gegen äußere Beschädigungen geschützt werden sollte. Die hohen Kosten einer derartigen Bleipappisolierung einerseits und anderseits die in der Prüfanstalt des Kanalbauamtes festgestellte Möglichkeit, mit den zur Verfügung stehenden Betonzuschlägen in zweckmäßiger Mischung einen Beton von großer Dichtigkeit mit geringen Kosten herzustellen, führten dazu, auf jede zusätzliche Dichtung von immerhin nur beschränkter Lebensdauer zu verzichten. Ein dauernder Schutz sowohl gegen das betonschädliche Grund- und Bachwasser als auch gegen etwaiges Kanalsickerwasser sollte lediglich durch einen möglichst dichten Beton erzielt werden, der einen zweimaligen Schutzanstrich mit Betonit erhält. Die Verwendung von Hochofenzement mit geringem Traßzusatz sollte weiterhin dazu beitragen, die Angriffsmöglichkeiten des SO_3-haltigen Grundwassers herabzusetzen.

Das gefährdetste Bauwerk in der fraglichen Kanalstrecke ist der Alte-Elbe-Durchlaß, ein 137 m langer zweiteiliger geschlossener Rahmen mit quadratischen Öffnungen von 3,50 m Lichtweite, durch den bei Niedrigwasser auch noch stark betonschädliche Abwässer fließen. Der am stärksten belastete Querschnitt unter dem Kanalleinpfad hat wegen der vorgeschriebenen ungünstigen Berechnungsannahmen verhältnismäßig starke Eisenbewehrung erhalten (Abb. 1), während die Betonstärken — 1,3 m für die Sohle und 1,2 m für die Decke, Mittel- und Seitenwände — auch bei den weniger belasteten Querschnitten beibehalten sind. Die Trageisen haben eine Beton-Überdeckung von 4,6 cm erhalten.

Die Vorversuche in der Prüfanstalt für Baustoffe des Kanalbauamtes Magdeburg in Glindenberg mußten darauf gerichtet sein, einen Beton mit großer Dichte und hoher Druckfestigkeit zu erzielen. Dabei wurde zunächst nur der frachtgünstigst zu beziehende Hochofenzement *V* verwendet. Nachdem sich dieser jedoch als nicht immer normengemäß erwies, wurden statt dessen die Hochofenzemente *T* und *W* sowie später auch Portlandzement *S* verwendet. Die Normenprüfung ergab im Mittel für

	Hochofenzement *V*	Hochofenzement *T*	Hochofenzement *W*	Portlandzement *S*	
Abbindebeginn nach . . .	$7^1/_4$	$2^3/_4$	4	$3^1/_2$	Stunden
Abbindezeit	$3^1/_2$	3	$2^1/_2$	$2^1/_2$	Stunden
Druckfestigkeit nach 28 Tagen	450	377	475	505	kg/cm²

Die Beschaffenheit der verwendeten Zementsorten zeigt nach Angabe der Zementfabriken folgende Tafel:

	Hochofenzement *T*	Hochofenzement *W*	Portlandzement S
Kalk Ca O	40 %	50 %	64 %
Magnesia Mg O	8 „	3 „	2 „
Kieselsäure $Si O_2$ . . .	29 „	26 „	21 „
Tonerde $Al_2 O_3$	14 „	15 „	6,4 „
Eisenoxyd $Fe_2 O_3$ . . .	1,5 „	1,4 „	2,3 „
Hydraulischer Modul . .	0,88	1,18	2,15

Der gemahlene Traß wurde aus Plaidt (Nettetal) bezogen.

Die Traßnormenprobe ergab von 100 g einen Rückstand von

12 g auf dem Sieb von 900 Maschen/cm²
31 „ „ „ „ „ 2500 „
42 „ „ „ „ „ 4900 „

Druckfestigkeit nach 28 Tagen 140 kg/cm².

Die Zuschlagstoffe, Sand bis 7 mm und Kies von 7 bis 25 mm Korngröße sollten getrennt zugesetzt werden. Es war beabsichtigt, Sand und Kies aus der in der Nähe des Kanals liegenden Entnahmestelle Barleben für den Kiessand des hohen Dammes durch Aussieben zu gewinnen. Leider konnten die tieferliegenden groben Kiesschichten nicht rechtzeitig aufgeschlossen werden, so daß der gebaggerte Kies zu wenig grobes Korn hatte und für die Kiesgewinnung zu unwirtschaftlich war. Statt des Kieses wurde daher Porphyritsplitt von 7 bis 25 mm aus Bodendorf beschafft. In der Prüfanstalt ergab die Siebprobe der für die Würfelproben verwendeten Zuschlagstoffe im Mittel:

Durchfall durch ein Sieb von	0,24	1	3	7	12	25	40	mm Durchm.
Sand	2	56	83	100	—	—	—	%
Splitt	—	—	—	—	31	100	—	%
Nach Graf noch zulässig für Sand	20	60	88	100	—	—	—	%

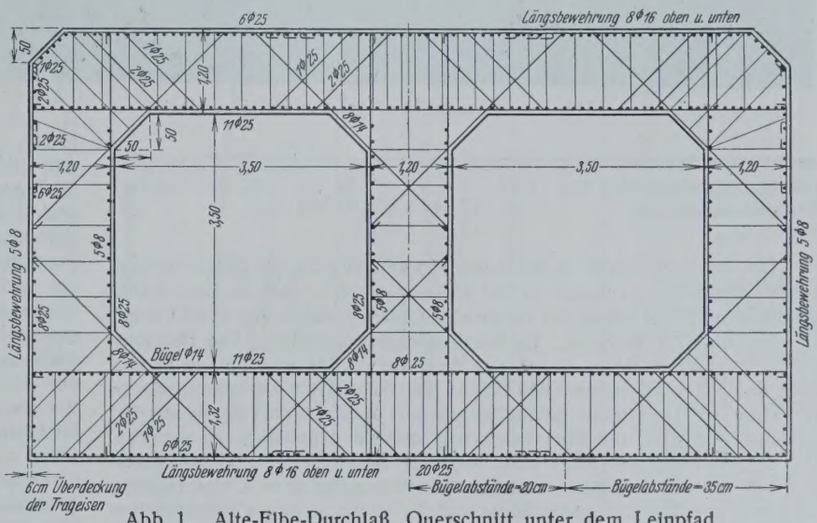


Abb. 1. Alte-Elbe-Durchlaß, Querschnitt unter dem Leinpfad.

Am günstigsten in bezug auf Druckfestigkeit und zugleich Dichtigkeit des Betons zeigte sich bei den Versuchen in der Prüfanstalt die Mischung: 1 Hochofenzement : 0,2 Traß : 2 Sand 0 bis 7 mm : 2 Splitt 7 bis 25 mm, mit etwa 390 kg Hochofenzement *W* in 1 m³ fertigen Beton. Dabei hatte diese Mischung folgendes Siebergebnis:

Durchfall durch ein Sieb von	0,24	1	3	7	12	25	40	mm Durchm.
Betonmischung	22	45	57	65	73	96	100	%
Mörtel	34	69	87	100	—	—	—	%
Nach Graf noch zulässig .	42	71	90	100	—	—	—	%

Der Wasserzusatz betrug 10 Gewichtsprozent einschließlich des Porenwassers, der Wasserzementfaktor nach dem Anmachen 0,55. Die Probekörper waren also als Weichbeton hergestellt. Nach 7 Tagen war die Würfelfestigkeit 197 kg/cm², nach 28 Tagen 285 kg/cm². Bei der Wasserdurchlässigkeitsprobe war der $11^1/_2$ Stunden bis auf 10 at gesteigerte Enddruck $3^1/_4$ Stunden lang gehalten worden, ohne daß ein Wasserdurchtritt beobachtet werden konnte.

Der zur Baustelle gelieferte Kiessand wurde zum größten Teil unter Wasser gebaggert. Da die Siebanlage mit Lochsieben ausgestattet war, setzten sich die Löcher sehr bald mit anhaftendem nassen Sand mehr oder weniger zu, so daß der gesiebte Sand feiner ausfiel, als er bei dem an sich schon viel feine Körnung enthaltenden Naturkies in der Prüfanstalt ausgesiebt war. Die Siebprobe ergab im Mittel für den zur Baustelle gelieferten Sand und Splitt:

Durchfall durch ein Sieb von	0,24	1	3	7	12	25	40	mm Durchm.
Sand	2	62	86	98	100	—	—	%
Splitt	—	—	—	6	20	87	100	%

Bei den einzelnen Siebproben schwankte beim Sand der Kornanteil unter 1 mm zwischen 67 und 57%, lag jedoch gewöhnlich um 62%. Beim Splitt schwankte der Anteil an Korn unter 25 mm zwischen 95 und 70%, lag jedoch meist zwischen 80 und 90%. Der Anteil von Korn unter 12 mm schwankte zwischen 3 und 29% und lag im Durchschnitt um 20%. Das Siebergebnis des Betongemisches 1 : 0,2 : 2 : 2 war nicht sehr verschieden von dem in der Prüfanstalt ermittelten, nämlich:

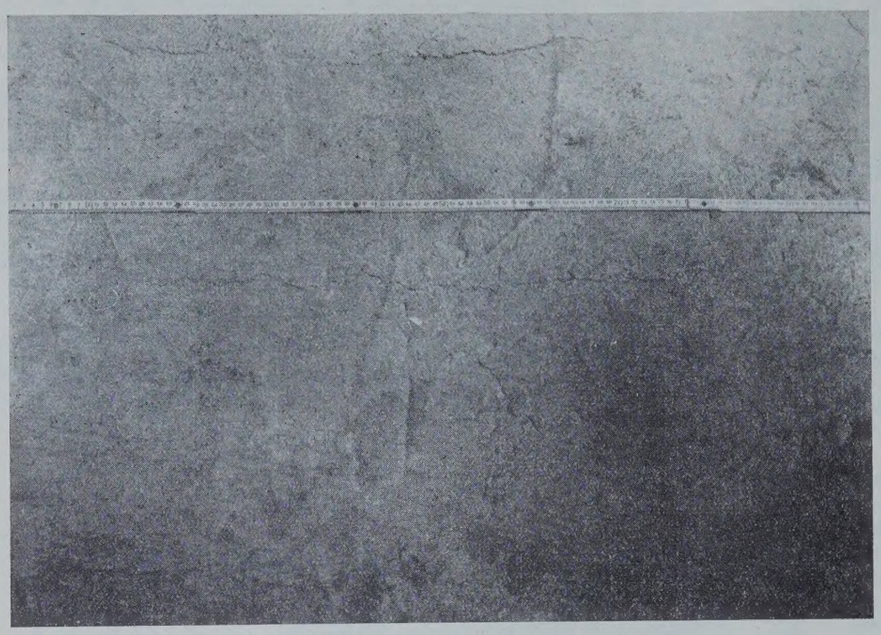


Abb. 2. Schrumpfrisse in einem Sohlenblock.

Durchfall durch ein Sieb von	0,24	1	3	7	12	25	40	mm Durchm.
Betonmischung	22	47	58	65	73	95	100	%
Mörtel	34	72	89	100	—	—	—	%

Das Bauwerk wurde in einzelnen Blöcken von 13,7 m Länge in Gußbeton hergestellt. Es wurde so viel Wasser zugesetzt, daß der Konsistenzdurchmesser 29 cm betrug bei Verwendung eines Trichters von 15 und 10 cm Durchm. und 7,5 cm Höhe. Es wurde zehnmal gerüttelt. Die Hubhöhe betrug 2 cm. Bei dieser Konsistenz fließt der Beton noch gerade in den etwa unter 30° geneigten Gießrinnen. Die Sohlen bis zur oberen Kante der unter 45° geneigten Schrägflächen mit je rd. 200 m³ Beton wurden zunächst gegossen, um eine möglichst schmale Arbeitsfuge zu erhalten. Die Seitenwände, die Mittelwand und die Decke mit rd. 350 m³ Beton je Block wurden in einem weiteren Arbeitsvorgang ohne Unterbrechung betoniert. Die Oberflächen der Sohle und der Decke sowie die Schrägflächen wurden, sobald der Beton so weit angezogen hatte, daß er unter Benutzung von Bohlen begangen werden konnte, glatt abgezogen. Auf die Decke wurde möglichst bald eine dünne Sandschicht aufgebracht, die dauernd feucht gehalten wurde. Während der Herstellung Mitte August der ersten beiden Sohlen, für die der bei der Prüfung nicht normenmäßig sich erwiesene Hochofenzement *V* verwendet war, hatte man nichts Auffallendes beobachtet.

Für die weiteren Sohlenblöcke wurde vom 20. August ab, mit Ausnahme einer Sohle, die mit Hochofenzement *W* hergestellt wurde, nur Hochofenzement *T* verwendet. Dabei wurde zunächst darauf geachtet, daß der Abbindevorgang des Betons möglichst wenig gestört wurde. Dementsprechend wurde das Abziehen der Oberfläche sobald wie möglich nach Beginn des Abbindens begonnen und so schnell wie möglich in etwa 1 Stunde durchgeführt.

Unmittelbar nach dem Abziehen traten in der Sohlenoberfläche und in den Schrägflächen eigenartige Risse auf, ähnlich wie die Trockenrisse beim Tonboden (Abb. 2). Die Risse zeigten sich ganz regellos nicht nur in den abgezogenen Oberflächen, sondern auch in den nicht abgezogenen Arbeitsfugen der Mittel- und Seitenwände. Diese ersten Risse waren teilweise über 0,5 m lang, bis 3 mm breit und bis 8 cm tief. Sie verliefen sowohl in der Längs- wie in der Querrichtung und waren keineswegs gleichmäßig über die Oberfläche verteilt. Während manche Stellen mit Rissen übersät waren, zeigten größere Flächen überhaupt keinen Riß. Stellenweise zeigten sich in den nicht abgeriebenen Mittel- und Seitenwänden die Risse besonders an den Stellen, wo die feinen Bestandteile ausgelaufen waren, während die Stellen mit dem gröberen Korn und Splittanhäufungen rissefrei geblieben waren. An anderen Stellen war jedoch das Umgekehrte der Fall. Stellenweise war besonders um die Eisenquerschnitte herum und an der Schalung entlang ein Loslösen des Betons zu beobachten, während die Betonflächen zwischen den Eiseneinlagen rissefrei waren. An einzelnen Stellen haftete umgekehrt der Beton fest an den Eisen sowie an der Schalung, und die freie Betonfläche wies Risse auf. Mit Beendigung des Abbindevorganges, je nach der Temperatur etwa 9 bis 12 Stunden nach der Herstellung des Betons, war die Rissebildung beendet. Die Beobachtung zeigte, daß dann keine Erweiterung und Vergrößerung der Risse mehr eintrat. Alle eingeschalten Flächen waren nach dem Ausschalen rissefrei.

Da die tiefen Risse sogar die Eiseneinlagen erreichten, wurden zur Beseitigung der Gefahr die Risse an den abgezogenen Flächen möglichst bald nach Beendigung des Abbindens mit Zementmilch wiederholt ausgegossen, bis nach Entweichen aller Luftblasen eine nahezu restlose Ausfüllung angenommen werden konnte. Im weiteren Verlauf bildeten sich dann keine neuen Risse. Die durch die Risse weniger gefährdeten Arbeitsfugen in den Mittel- und Seitenwänden wurden durch Abarbeiten einer mehrere cm starken Betonschicht etwa 24 Stunden nach der Herstellung und Abspritzen vor dem Aufbringen des neuen Betons gereinigt. Durch die erste Lage des neuen Betons wurden die etwa vorhandenen Risse geschlossen.

Bei der Wichtigkeit des Bauwerks durfte man sich aber nicht mit der möglichst einwandfreien Beseitigung der einmal aufgetretenen Schrumpfrisse zufrieden geben, es mußte vielmehr versucht werden, mit den zur Verfügung stehenden Zuschlagstoffen von vornherein einen möglichst rissefreien Beton mit der erforderlichen Festigkeit und Dichtigkeit herzustellen. Das gesteckte Ziel ist schließlich vollständig erreicht worden.

Da der erhebliche Umfang der Schrumpfrisse in erster Linie mit dem hohen Zementgehalt zusammenhängt, wurde zunächst die fette Betonmischung so weit gemagert, wie es mit Rücksicht auf die Festigkeit und Dichtigkeit möglich war. Der nächste Wand- und Deckenblock wurde daher in der Mischung 1 : 0,2 : 2,3 : 2,3 betoniert mit einem Hochofenzementgehalt von 305 kg auf 1 m³ fertigen Beton und einer Würfelfestigkeit von 275 kg/cm² nach 28 Tagen. Die Schrumpfrisse traten hierbei jedoch in der gleichen Weise und in demselben Umfange wie bisher auf. Auf dringenden Wunsch der liefernden Hochofenzementfabrik, die der Ansicht war, daß ihr Zement besonders viel Wasser zum Abbinden benötigte, wurde versuchsweise, um auch diese Frage restlos zu klären, die oberste Schicht der nächsten Decke mit etwas größerem Wasserzusatz betoniert und unverzüglich abgezogen. Nach dem Abbinden waren jedoch die Risse in noch stärkerem Maße zu beobachten. Danach wurde wieder, wie vorher, danach gestrebt, den Wasserzusatz nicht unnötig zu erhöhen und nur so weit zuzulassen, wie es zur Erzielung eines gießfähigen Betons sowie zur vollständigen Umhüllung der Eisen und zur Vermeidung von Splittnestern unbedingt nötig war.

Irgendwelche weiteren Versuche in der Prüfanstalt konnten ein brauchbares Ergebnis nicht mit der erforderlichen Schnelligkeit bringen. Um der Bauausführung nahekommende Verhältnisse zu schaffen und insbesondere die Frage der Schrumpfrisse bei Verwendung verschiedener Zemente und mit verschiedenem Traßzusatz zu klären, wurden nunmehr auf der Baustelle große Betonblöcke von $1{,}5 \times 1{,}5 \times 0{,}9 = 2$ m³ Inhalt in folgenden Mischungsverhältnissen hergestellt:

Block I: 1 Hochofenzement *T* : 0,2 Traß : 2,3 Sand 0 bis 7 mm : 2,3 Splitt 7 bis 25 mm;
„ II: 1 Hochofenzement *T* : 0,1 : 2,3 : 2,3;
„ III: 1 Portlandzement *S* : 0,2 : 2,3 : 2,3.

Der Wasserzusatz war derselbe wie bei dem verwendeten Gußbeton des Bauwerks. Das Ergebnis nach dem Abbinden war folgendes:

Block III sonderte reichlich Wasser an der Oberfläche ab, bis zu 5 cm. Er zeigte keine Schrumpfrisse und setzte nicht von der Schalung ab.

Block I sonderte weniger Wasser ab. Er zeigte neben mehreren kleineren in Blockmitte zwei stärkere Schrumpfrisse, davon war der eine 2 mm stark und 6 cm tief. Der Block hatte durchweg 2 mm von der Schalung abgesetzt.

Block II zeigte neben kleineren Rissen einen größeren Riß, der jedoch nicht die Breite und Tiefe der Risse beim Block I hatte. Der Block setzte etwa 1 mm von der Schalung ab.

Die Blöcke I und II zeigten an der Oberfläche eine schmierige, scheinbar besonders aus Traß bestehende Schlempeschicht, die beim Block III nicht vorhanden war. Der verwendete Hochofenzement *T* enthält, wie die oben gegebene Analyse zeigt, verhältnismäßig wenig Ca O.

Dieser Versuch hatte also gezeigt, daß bei den verwendeten Zuschlagstoffen einmal Hochofenzement *T* mehr als Portlandzement *S* zu Schrumpfrissen neigt, und ferner, daß die Risse mit zunehmender Menge des Traßzusatzes wachsen.

Zur weiteren Klärung wurden unverzüglich nochmals drei Probeblöcke in denselben Abmessungen mit 2 m³ Inhalt und in dem gleichen Mischungsverhältnis 1 : 0,2 : 2,45 : 2,25 unter Verwendung von Hochofenzement *T* (Block IV) und von Hochofenzement *W* (Block V) sowie von Portlandzement *S* (Block VI) hergestellt mit dem gleichen Wasserzusatz wie beim Gußbeton des Bauwerks. Das Verhältnis des Sandes zum Splitt 2,45 : 2,25 entspricht etwa dem bisherigen Verhältnis 2,3 : 2,3 für Korn von 0 bis 7 mm und von 7 bis 25 mm unter Berücksichtigung des Umstandes, daß zur

besseren Ausnutzung der Siebanlage der gesiebte Sand von 0 bis 25 mm angeliefert wurde. Die mittlere Siebprobe ergab:

Durchfall durch ein Sieb von	0,24	1	3	7	12	25	40	mm Durchm.
Sand	2	55	79	92	98	100	—	%
Splitt	—	—	—	6	20	87	100	%
Betonmischung	19	43	55	62	73	95	100	%
Mörtel	31	69	89	100	—	—	—	%

Nach dem Einbringen des Betons trat bei allen drei Blöcken ein allmähliches Setzen ein, und zwar am stärksten beim Block VI mit 1,8 cm, beim Block V mit 1 cm und beim Block IV mit 0,3 cm. Block VI sonderte wieder am meisten Wasser ab, Block IV am wenigsten. Dieser verbrauchte das Wasser auch am schnellsten wieder.

Das Abbinden trat zuerst beim Block IV etwa nach 2 Stunden in Erscheinung verbunden mit Absetzen von der Schalung, dann folgte Block V, der nur wenig von der Schalung absetzte. Block VI begann mit dem Abbinden am spätesten und setzte überhaupt nicht von der Schalung ab.

Schrumpfrisse an der Oberfläche traten beim Block VI überhaupt nicht auf. Beim Block V zeigten sich während des Abbindevorganges einzelne feine Haarrisse in der obersten Schicht, die sich jedoch später wieder schlossen. Beim Block IV zeigten sich nach 2 Stunden, also bei Beginn des Abbindens etwas stärkere Haarrisse. Nach $4^1/_2$ Stunden erschienen 2 stärkere Risse bis 18 cm lang.

Nach dem Ergebnis dieser Versuche schien es geklärt zu sein, daß unter den gegebenen Verhältnissen mit den beiden vorhandenen Hochofenzementen *T* und *W* keine rissefreie Betonoberfläche, wohl aber mit Portlandzement *S* herzustellen ist. Wegen der großen Bedeutung, die die Schrumpfrisse für die wichtigen Unterführungsbauwerke haben, wurde daraufhin lieber auf die Vorteile des Hochofenzements gegenüber dem betonfeindlichen Wasser verzichtet, wenn mit Portlandzement und Traßzusatz ein dichter rissefreier Beton erzielt werden konnte, der einen sicheren Schutz der starken Eisenbewehrung gewährleistete. Hochofenzement sollte danach vom 5. September ab nur noch für die nicht mit Eiseneinlagen versehenen Flügelmauern verwendet werden.

Der Traßzusatz von 0,2 auf 1 Portlandzement schien mit Rücksicht auf das betonschädliche Grund- und Bachwasser recht gering. Er wurde daher auf 0,33 : 1 erhöht und folgendes Mischungsverhältnis verwendet:

1 Portlandzement *S* : 0,33 Traß : 2,45 Sand : 2,25 Splitt.

Die Siebkurven des Sandes 0 bis 25 mm und des Splittes 7 bis 25 mm sind dieselben wie oben angegeben. Das Siebergebnis des Betons ist folgendes:

Durchfall durch ein Sieb von	0,24	1	3	7	12	25	40	mm Durchm.
Betonmischung	21	45	56	63	73	95	100	%
Mörtel	32	71	90	100	—	—	—	%

Der Wasserzusatz wie bisher geschah von nun ab mittels eines mechanischen Wasserreglers, der, abgesehen von dem wechselnden Porenwasser der Zuschlagstoffe, eine gleichmäßige Konsistenz gewährleistete. Bei dem nächsten mit dieser Mischung betonierten Sohlenblock traten wider Erwarten 1 Stunde nach der Fertigstellung zunächst an den Schrägflächen Haarrisse und außerdem ein größerer Schrumpfriß von 40 cm Länge und 1,5 mm Breite auf. Im weiteren Verlauf des Abbindens traten auch an der Oberfläche der Sohle feine Risse auf, die jedoch nicht die Eiseneinlagen erreichten.

Das nach dem Verhalten des 2 m³ großen Probeblocks unerwartete Auftreten der Schrumpfrisse auch beim Portlandzement S mußte entweder auf die nicht gleichen Verhältnisse in dem eisenbewehrten Bauwerk und dem Probekörper ohne Eisen oder auf den höheren Traßzusatz zurückgeführt werden. Es wurde daher der folgende Wand- und Deckenblock statt mit 0,33 nur mit 0,2 Traßzusatz auf 1 Portlandzement *S* betoniert mit folgendem mittleren Siebergebnis:

Durchfall durch ein Sieb von	0,24	1	3	7	12	25	40	mm Durchm.
Betonmischung	19	44	54	63	72	94	100	%
Mörtel	31	70	87	100	—	—	—	%

Die Decke des mit diesem Mischungsverhältnis betonierten nächsten Wand- und Deckenblocks wurde am 8. September 6 Uhr früh fertiggestellt. Gegen 11 Uhr zeigten sich die ersten Risse, und zwar in einer Fläche von wenigen Quadratmetern mehrere feine und nur ein einziger größerer Riß 50 cm lang, $^1/_2$ mm breit und bis 6 cm tief. Im übrigen war die Oberfläche der Decke rissefrei.

Beim Betonieren des nächsten Sohlenblocks mit dem gleichen Mischungsverhältnis war das Ergebnis ein ähnliches: ein einzelner stärkerer Riß in einer Schrägfläche, mehrere feine, nicht sehr tiefe Risse 5 bis 10 cm lang in der Sohlenoberfläche.

Beim nächsten Sohlenblock zeigten sich innerhalb des Sohlenbetons während des Betonierens in dem frischen, durch irgendwelche Verzögerungen etwa 2,5 Stunden vorher gegossenen Beton zwei etwa 1 mm starke Schrumpfrisse von 1,7 und 0,6 m Länge, die durch die nächste Betonlage zugeschlämmt wurden. Drei Stunden nach Fertigstellung dieses Sohlenblocks zeigte sich an einer Schrägfläche ein 1,5 cm tiefer, 0,6 m langer Riß. An der wagerechten Oberfläche der Sohlen traten mehrere 5 bis 10 cm lange, wenig tiefe feine Risse auf.

Eine weitere, am 11. u. 12. September gegossene Decke zeigte keine größeren Risse, aber einzelne, über die ganze Oberfläche der Decke verteilte feinere Risse.

Obwohl bei Verwendung des Portlandzements *S* gegenüber Hochofenzement *T* und durch Verminderung des Traßzusatzes beim Portlandzement von 0,33 auf 0,2 der Umfang der Schrumpfrisse offenbar erheblich geringer geworden war, konnte bis zum 12. September doch keine vollkommen rissefreie Betonoberfläche erzielt werden.

Zur Klärung der Frage, inwieweit das stark vertretene feinste Korn, insbesondere auch Traß beim Betongemisch die Schrumpfrisse begünstigte, wurden noch 2 weitere Probekörper von 2 m³ Inhalt, genau wie der Bauwerkbeton, in folgendem Mischungsverhältnis gegossen:

Block VII: 1 Portlandzement *S* : 0,33 Traß : 2,45 Sand : 2,25 Splitt,

„ VIII: 1 Hochofenzement *T* : 2,45 Sand : 2,25 Splitt.

Beide Probekörper zeigten keine Schrumpfrisse während des Abbindens und setzten auch nicht von der Schalung ab.

Das Ergebnis beim Block VII lehrt wieder, daß selbst diese verhältnismäßig großen Probekörper, allerdings ohne Eiseneinlagen, die Verhältnisse im Bauwerk nicht ganz wiederzugeben vermögen. Das Ergebnis beim Block VIII im Vergleich zum Block IV (s. oben) zeigt ebenso wie die Erfahrung beim Bauwerkbeton mit Portlandzement und 0,2 bezw. 0,33 Traßzusatz, daß der höhere Traßzusatz bei den gegebenen Verhältnissen sehr wohl eine Rolle bei den Schrumpfrissen spielt. Anderseits geht daraus hervor, daß die Schrumpfrisse nicht infolge zu großer Wärmeentwicklung beim Abbinden, die allerdings im Bauwerk nicht festgestellt wurde, entstanden sind. Diese Ansicht wird bestätigt durch den in der Prüfanstalt ermittelten Verlauf der Temperaturlinien beim Abbinden für die verschiedenen Zemente (Abb. 3). Diese Linien sind ermittelt für reinen Zementbrei, der in einer Thermosflasche erhärtete und dessen Abbindewärme mittels eines eingehängten, gut abgedichteten Thermometers beobachtet wurde. Die verschiedenen Anfangstemperaturen beruhen auf verschiedenen Zimmertemperaturen bei Ausführung der Versuche. Gerade in den ersten zehn Stunden ist die Abbindewärme beim Portlandzement *S* sehr bedeutend, während sie bei dem am meisten zu Schrumpfrissen neigenden Hochofenzement *T* am geringsten ist. Auch die absolut höchsten Abbindetemperaturen stehen im umgekehrten Verhältnis zu dem Verhalten gegenüber Schrumpfrissen. Inwieweit darüber hinaus das zu stark vertretene feine und feinste Korn beim Sand unter 1 mm zur Begünstigung der Schrumpfrisse beitrug, sollte beim Betonieren des folgenden Wand- und Deckenblocks durch Zusatz von Feinsplitt von 2 bis 7 mm Korngröße erprobt werden. Der Feinsplitt war geeignet, sowohl das in der Mischung nicht genug vorhandene Korn mittlerer Größe anzureichern, als auch die absolute Menge des feinen Korns herabzusetzen. Es wurde folgendes Mischungsverhältnis gewählt:

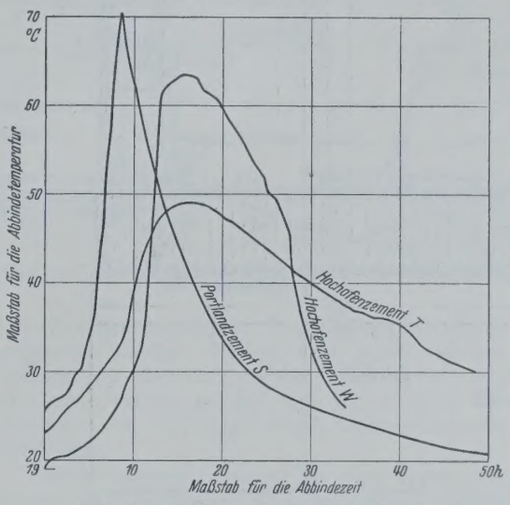


Abb. 3. Verlauf der Abbindewärme bei verschiedenen Zementen.

1 Portlandzement *S* : 0,2 Traß : 2 Sand (0 bis 25 mm) : 1 Feinsplitt (2 bis 7 mm) : 2,25 Splitt (7 bis 25 mm).

Die Siebkurve von Sand und Splitt ist oben gegeben. Die Siebprobe des Feinsplitts und Betongemisches war:

Durchfall durch ein Sieb von	0,24	1	3	7	12	25	40	mm Durchm.
Feinsplitt	—	2	45	93	100	—	—	%
Betonmischung	20	38	52	65	75	96	100	%
Mörtel	31	58	80	100	—	—	—	%

Mit diesem Mischungsverhältnis wurden lediglich die oberen 40 cm der nächsten Decke am 20. September betoniert. Um 6 Uhr früh war das Betonieren beendigt. Um 11 Uhr zeigten sich an der Oberfläche der Decke

gleichmäßig über die ganze Fläche verteilt feine Schrumpfrisse. Um dieselbe Zeit wurde mit dem Abziehen begonnen, wodurch die bereits entstandenen Risse beseitigt und eine etwaige weitere Rissebildung unterbunden wurde. Demnach mußte festgestellt werden, daß ein Zusatz von mittlerem Korn des Sandes die Bildung von Schrumpfrissen nicht verminderte, und es durfte weiter daraus gefolgert werden, daß in der nicht genügenden Abstufung der Korngröße der Zuschlagstoffe kein nennenswerter Grund zur Rissebildung liegt. Die weiteren Blöcke wurden daher ohne Zusatz von Feinsplitt betoniert. Da es jedoch ohne Mehrkosten möglich war, wurde zur Verbesserung der Kornabstufung der Splitt in einer Korngröße von 2 bis 25 mm abgerufen.

Offenbar war nunmehr alles erreicht, was mit den vorhandenen Betonzuschlägen und den zur Verfügung stehenden Zementsorten zur Einschränkung der Schrumpfrisse getan werden konnte.

Inzwischen konnte auch bei der Straßenunterführung Glindenberg, einem 117 m langen Eisenbeton-Vollrahmen, nach Fertigstellung des bis 4,5 m mächtigen Unterbetons mit der Herstellung des Eisenbetons be-

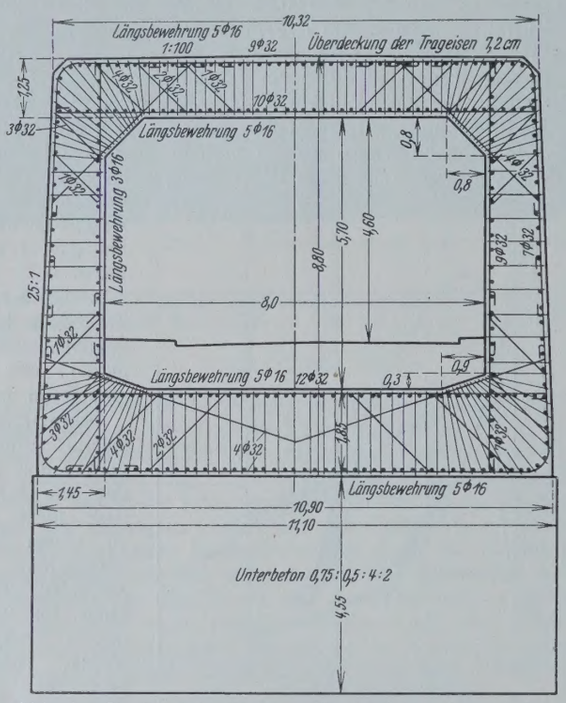


Abb. 4. Straßenunterführung Glindenberg, Querschnitt unter dem Leinpfad.

gonnen werden. Der am stärksten belastete Querschnitt unter dem Leinpfad (Abb. 4) hat eine Sohlenstärke von 1,85 m, eine mittlere Wandstärke von rd. 1,40 m und eine Deckenstärke von 1,25 m mit 32 mm starken Trageisen und 6 cm Betonüberdeckung. Die Länge der einzelnen gegossenen Blöcke betrug 10,75 bis 13,65 m. Der Arbeitsvorgang — nur eine Arbeitsfuge oberhalb der unteren Schrägfläche — war derselbe wie beim Alte-Elbe-Durchlaß.

Die an dem Alte-Elbe-Durchlaß bis dahin gemachten Erfahrungen wurden hier verwertet und, da eine größere Menge Hochofenzement *W* angeliefert war, wurden damit die Sohlenblöcke, und zwar ohne Traßzusatz, hergestellt. Die chemische Analyse des Hochofenzementes *W* (s. oben) schien auch mit Rücksicht auf das betonfeindliche Wasser die Fortlassung des Traßzusatzes zu gestatten, wodurch bei den Versuchsblöcken an dem Alte-Elbe-Durchlaß (vergl. Block VIII) die Neigung zu Schrumpfrissen vermindert war. Das Mischungsverhältnis: 1 Hochofenzement *W*: 2,45 Sand : 2,25 Splitt ergab das folgende mittlere Siebergebnis:

Durchfall durch ein Sieb von	0,24	1	3	7	12	25	40	mm Durchm.
Betonmischung	17	43	54	63	70	95	100	%
Mörtel	27	67	85	100	—	--	—	%

Als später zur Verbesserung der Kornabstufung der Splitt von 2 bis 25 mm angeliefert wurde, ergab eine mittlere Siebprobe:

Durchfall durch ein Sieb von	0,24	1	3	7	12	25	40	mm Durchm.
Betonmischung	17	42	54	66	78	92	100	%
Mörtel	25	64	82	100	—	—	—	%

Etwa drei Stunden nach Beendigung der Betonierungsarbeiten an den ersten Sohlenblöcken traten an der Oberfläche feine Schrumpfrisse auf. Im weiteren Verlauf des Abbindens zeigten sich dann im allgemeinen eine große Anzahl von Haarrissen, besonders auch in den Schrägflächen. Einzelne größere Risse erreichten bis 50 cm Länge, 3 cm Tiefe und 1 mm Breite. Die Eiseneinlagen wurden also nicht erreicht. Es wurde ferner beobachtet, daß die Anzahl und Größe der Schrumpfrisse an den abgezogenen Oberflächen um so geringer war, je später der Beton abgezogen und glatt gestrichen wurde. Diese Erscheinung ist aber darauf zurückzuführen, daß bereits vorhandene Risse beim Abziehen wieder zugeschmiert wurden.

Damit auch der in erheblicher Menge angelieferte Hochofenzement *T* in solchen Teilen, wo keine Schrumpfrisse zu befürchten waren, verbraucht wurde, wurden damit die sämtlichen eingeschalten Seitenwände der Straßenunterführung Glindenberg bis an die oberen Schrägflächen in demselben Mischungsverhältnis 1 Hochofenzement *T*: 2,45 Sand : 2,25 Splitt, ebenfalls ohne Traß betoniert.

Der erste Deckenblock der Straßenunterführung Glindenberg wurde, wie zuerst beim Alte-Elbe-Durchlaß, versuchsweise mit 1 Portlandzement *S*: 0,33 Traß : 2,45 Sand : 2,25 Splitt (s. oben) hergestellt mit demselben Erfolg wie dort. Neben einer großen Anzahl von Haarrissen zeigten sich viele Risse bis 50 cm Länge, 1 mm Breite und 3 cm Tiefe, obwohl diese Decke erst 5 bis 8 Stunden nach dem Aufbringen des letzten Betons abgerieben wurde.

Die beiden nächsten Deckenblöcke in dem Mischungsverhältnis 1 Portlandzement *S* : 0,2 Traß : 2,45 Sand : 2,25 Splitt zeigten auf der Oberfläche nach dem Abreiben nur sehr wenig Haarrisse. Die dritte und alle weiteren Deckenblöcke in demselben Mischungsverhältnis und ebenfalls 5 bis 8 Stunden nach Beendigung der Betonierungsarbeiten abgerieben, waren, abgesehen von einzelnen Haarrissen bis 15 cm Länge und 2 cm Tiefe, nahezu rissefrei.

Das gleiche Ergebnis wurde übrigens bei zwei Deckenblöcken mit dem Hochofenzement *W* in dem Mischungsverhältnis 1 Hochofenzement *W*: 2,45 Sand : 2,25 Splitt, also ohne Traß erzielt. Die damit hergestellten Deckenblöcke wurden sämtlich erst 8 bis 12 Stunden nach dem Einbringen des letzten Betons glatt gerieben. Vor dem Glattreiben hatten sich zwar bereits vereinzelte feine Schrumpfrisse gezeigt, die aber bei der geringen Tiefe restlos und einwandfrei zugerieben werden konnten.

Außer dem Eisenbeton der Vollrahmen wurde mit denselben Zementsorten, aber mit Naturkies und Siebkies, statt Sand und Splitt als Zuschlagstoffe der Unterbeton der Straßenunterführung Glindenberg sowie der Flügelmauerbeton bei beiden Bauwerken ohne Eiseneinlagen und mit weniger Zementgehalt hergestellt. Dabei wurden weitere Beobachtungen über das Auftreten von Schrumpfrissen gemacht, die für ihre Beurteilung wichtig sind.

Der Unterbeton der Straßenunterführung Glindenberg (Abb. 2) brauchte keine besonders hohe Festigkeit zu haben, er sollte aber dicht und möglichst wenig angreifbar durch betonschädliches, vor allem SO_3-haltiges Grundwasser sein. Es wurde folgendes Mischungsverhältnis gewählt: 0,75 Hochofenzement *W*: 0,5 Traß : 4 Naturkies : 2 Siebkies mit einer Würfelfestigkeit von 133 kg/cm² nach 28 Tagen.

Die Siebproben hatten folgendes mittleres Ergebnis:

Durchfall durch ein Sieb von	0,24	1	3	7	12	25	40	70	mm Durchm.
Naturkies	3	58	78	87	92	97	100	—	%
Siebkies	1	3	4	13	41	84	98	100	%
Betonmischung	14	39	52	61	80	94	99	100	%
Mörtel	24	66	87	100	—	—	—	—	%

Der Wasserzusatz betrug etwa 8 Gewichtsprozent ohne Berücksichtigung des Porenwassers. Nur an zwei verschiedenen Blöcken wurden einzelne feine Haarrisse bis zu 40 cm Länge und 1,5 cm Tiefe festgestellt.

Die Flügelmauern der Straßenunterführung Glindenberg wurden mit denselben Zuschlagstoffen im Mischungsverhältnis: 1 Hochofenzement *W* : 0,2 Traß : 4 Naturkies : 2 Siebkies hergestellt mit einem mittleren Siebergebnis:

Durchfall durch ein Sieb von	0,24	1	3	7	12	25	40	70	mm Durchm.
Betonmischung	15	38	59	66	78	94	99	100	%
Mörtel	23	57	88	100	—	—	—	—	%

Das Ergebnis bezüglich der Schrumpfrisse war etwa das gleiche wie oben beim Unterbeton. Da im ersten Fall 1,25 Raumteile oder 1,44 Gewichtsteile, im zweiten Fall 1,20 Raumteile oder 1,45 Gewichtsteile Hochofenzement *W* + Traß mit denselben Zuschlagstoffen gemischt sind, zeigt sich, daß in bezug auf Schrumpfrisse die Menge des Hochofenzements *W* teilweise durch Traß ersetzt werden kann.

Versuchsweise wurde ein Flügel mit Hochofenzement *T* statt Hochofenzement *W* und außerdem ohne Traß betoniert, also in dem Mischungsverhältnis: 1 Hochofenzement *T* : 4 Naturkies : 2 Siebkies mit folgendem mittleren Siebergebnis:

Durchfall durch ein Sieb von	0,24	1	3	7	12	25	40	70	mm Durchm.
Betonmischung	13	37	58	66	77	94	99	100	%
Mörtel	20	56	88	100	—	—	—	—	%

Der letzte Beton dieses Flügels war um 22 Uhr fertig gegossen. Am nächsten Morgen zeigten sich in der Oberfläche stärkere Risse bis 1 m Länge, 2 mm Breite und 5 cm Tiefe. Auch hatte der Beton wesentlich stärker von der Schalung abgesetzt, als beim Betonieren mit Hochofenzement $W + 0{,}2$ Traß beobachtet worden war.

Die Flügelmauern des Alte-Elbe-Durchlasses wurden mit Portlandzement S und Traßzusatz, sonst in demselben Mischungsverhältnis 1 Portlandzement S : 0,2 Traß : 4 Naturkies : 2 Siebkies betoniert, ohne daß an der Oberfläche Schrumpfrisse auftraten.

Es zeigte sich also deutlich bei dem Beton der Flügelmauern dieser beiden Bauwerke, daß einmal der geringere Zementgehalt gegenüber dem Eisenbeton der Vollrahmen die Schrumpfrisse zurücktreten läßt, daß ferner der Portlandzement S am wenigsten, der Hochofenzement T am meisten zu Schrumpfrissen neigt, während der Hochofenzement W dem Portlandzement S in dieser Beziehung nahesteht.

Alle bisher behandelten Betonmischungen waren als Gußbeton mit etwa 8 bis 10 Gewichtsprozent Wasser ausschließlich des wechselnden Porenwassers, zusammen mindestens 12 Gewichtsprozent, und einem Konsistenzdurchmesser von 26 bis 29 cm bei Verwendung des oben erwähnten kleinen Trichters hergestellt worden. Die reinen Beton-Widerlager und Flügelmauern der Reichsbahnunterführung Elbeu (Abb. 5) wurden auch im Sommer 1928 mit denselben Zementsorten und Zuschlagstoffen, jedoch als Weichbeton mit etwa 8 bis 10 Gewichtsprozent Wasserzusatz einschließlich des Porenwassers mittels Förderbandes und Schüttrichters eingebracht. Wegen dieser Art des Einbringens und wegen der fehlenden Eiseneinlagen brauchte der Wasserzusatz nicht so hoch zu sein. Ferner konnte der Zementzusatz wesentlich geringer gehalten werden. Beide Maßnahmen mußten günstig hinsichtlich der Schrumpfrisse wirken. Es sind dann auch während der ganzen Bauausführung keine Schrumpfrisse beobachtet worden. Die Flügelmauern und der untere Teil der Widerlager wurden im Mischungsverhältnis: 1 Portlandzement S : 0,25 Traß : 4 Naturkies : 4,3 Siebkies betoniert, mit einem Zementgehalt von 186 kg auf 1 m³ fertigen Beton und 188 kg/cm² Würfelfestigkeit nach 28 Tagen. Der obere Teil der Widerlager wurde im Mischungsverhältnis 1 : 0,25 : 3 : 3,25 hergestellt, mit einem Zementgehalt von 242 kg auf 1 m³ fertigen Beton, 270 kg/cm² Würfelfestigkeit nach 28 Tagen und mit folgendem mittleren Siebergebnis (Naturkies und Siebkies wie oben):

Durchfall durch ein Sieb von	0,24	1	3	7	12	25	40	70	mm Durchm.
Betonmischung	15	38	46	54	69	92	99	100	%
Mörtel	27	70	85	100	—	—	—	—	%

Um den reichlich angelieferten Hochofenzement T an ungefährlicher Stelle auch hier mit zu verbrauchen, wurde er bei den unteren Teilen von zwei Flügelmauern im oben angegebenen Mischungsverhältnis 1 : 0,25: 4 : 4,3 verwendet, ohne daß irgend etwas Besonderes in bezug auf Schrumpfrisse festgestellt werden konnte.

Im Laufe der Betonierungsarbeiten war also Gelegenheit geboten, das Wesen der Schrumpfrisse in weitestem Maße an umfangreichen Bauausführungen zu erforschen. Dabei ist es gelungen, unter Beibehaltung der zur Verfügung stehenden Zementsorten und Zuschlagstoffe, die bei Beginn der Arbeiten in erschreckend großer Anzahl und wegen der teilweise erheblichen Tiefe und für die Eiseneinlagen geradezu gefährlichen Ausdehnung aufgetretenen Schrumpfrisse nahezu restlos zu vermeiden bezw. die in ganz ungefährlichem Maße noch vorhandenen Schrumpfrisse einwandfrei vor Beginn der Erhärtung des Betons zu beseitigen.

In Übereinstimmung mit den Laboratoriumversuchen von Prof. O. Graf[1]) im Stuttgarter Materialprüfungsamt (die allerdings erst nach Fertigstellung der Bauwerke dem Verfasser zur Kenntnis kamen) wurde festgestellt, daß das Schrumpfen des frischen Betons während des Abbindevorganges vor allem von der Zementmenge, den besonderen Eigenschaften des Zements und von der Größe des Wasserzusatzes beeinflußt wird. Daneben spielt unter gewissen Verhältnissen die Höhe des Traßzusatzes und die Feinheit des Sandes eine, wenn auch nicht erhebliche Rolle. Es hat sich gezeigt, daß bei fettem Beton, hohem Wasserzusatz und Verwendung von solchem Zement, der besonders zum Schrumpfen neigt, das Maß des Schrumpfens sehr erheblich sein kann. Wenn außerdem aus besonderen Gründen Traß verwendet werden muß und der Sand besonders feine Körnung besitzt, werden die Bedingungen für das Auftreten von Schrumpfrissen weiter begünstigt.

Bei wichtigen, stark beanspruchten Eisenbetonbauten, die einen fetten Beton bedingen, sollte man daher zur möglichsten Vermeidung der Schrumpfrisse vorher einen Zement durch Versuche in der Prüfanstalt auswählen, der möglichst wenig zu Schrumpfrissen neigt. Weiter sollte der Wasserzusatz auf das unbedingt nötige Maß beschränkt werden und ferner eine

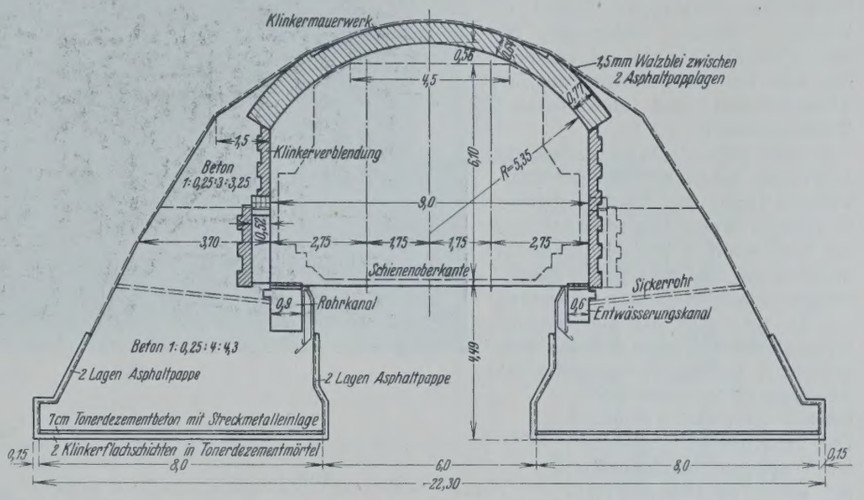


Abb. 5. Unterführung der Reichsbahn Magdeburg—Stendal, Querschnitt in der Mitte.

gute Zusammensetzung der Zuschlagstoffe, insbesondere der feineren Teile, angestrebt werden. Endlich kann durch nicht zu geringe Beton-Überdeckung der Eiseneinlagen die Gefährlichkeit der Schrumpfrisse herabgemindert werden, so daß dann die vielleicht schwer zu vermeidenden Haarrisse und flacher gehenden Schrumpfrisse die Eiseneinlagen nicht gefährden.

Wenn trotzdem Schrumpfrisse nach Beginn des Abbindens auftreten, müssen sie während des Abbindevorganges, solange also der Beton noch weich ist, durch Abreiben unter einem gewissen Druck beseitigt werden. Dabei kann man entweder so vorgehen, daß durch wiederholtes Abreiben die im Verlaufe des Abbindens etwa wieder auftretenden Schrumpfrisse zugedrückt werden oder daß man bis kurz vor Abschluß des Abbindevorganges, also etwa 9 bis 12 Stunden nach Herstellung des Betons mit dem Abreiben wartet und dann möglichst schnell, jedenfalls vor dem Abschluß des Abbindens, alle Schrumpfrisse durch das Abreiben beseitigt. Die Erfahrung hat gelehrt, daß man nicht allzu ängstlich zu sein braucht und, mit der nötigen Vorsicht beim Betreten, ohne Gefahr für die Erhärtung des Betons mit dem Abreiben ziemlich lange warten kann. Wenn die Schrumpfrisse keine erhebliche Ausdehnung haben und hauptsächlich sich nur als Haarrisse zeigen, ist dieses letztere Verfahren das zweckmäßigere. Bei starken und namentlich tiefen Schrumpfrissen ist es allerdings schwierig, wenn allzulange mit dem Abreiben gewartet wird, die tiefen Risse noch vollständig zuzudrücken. Es kommt dann leicht nur ein oberflächliches Zuschmieren zustande, während die eigentlichen Risse bis in die Tiefe erhalten bleiben und ihre Gefährlichkeit behalten. In diesem Falle ist es empfehlenswerter, nicht allzulange mit dem Abreiben zu warten und die etwa nach dem ersten Abreiben sich wieder zeigenden Schrumpfrisse durch wiederholtes Abreiben restlos auch bis in die Tiefe zu beseitigen.

[1]) „Beton u. Eisen“ 1921, Heft IV u. V, S. 49 ff.

Konstruktionen für den Umbau 1927/28 des Opernhauses Berlin, Unter den Linden.[1]

Alle Rechte vorbehalten.

Von Zivilingenieur Dr.-Ing. ehr. **O. Leitholf**, Berlin.

III. Das Zuschauerhaus.

Bei dem Wiederaufbau des Opernhauses nach dem Brande im Jahre 1843, der nur die Umfassungswände des Opernhauses verschonte, wurden nennenswerte Änderungen dem ursprünglichen Zustande gegenüber nicht vorgenommen. Nur bei den Seitenwänden des Zuschauerhauses wurden die Mittelrisalite um ein geringes verrückt, und die dort befindlichen Freitreppen 'kamen in Wegfall. Kleinere Änderungen im Innern des Zuschauerhauses erstreckten sich auf die Erhöhung der Betriebssicherheit und eine bessere Raumausnutzung.

Sonst wurden aber vor allem die Tragwerke der Dächer und die Rangkonstruktionen des Zuschauerhauses in gleicher Weise wie früher wieder als Holzbauten erstellt. Nur wurden in jedem der acht Binder zwei Hängestangen aus Schmiedeisen verwendet.

Zu jener Zeit lag die Kenntnis der gegliederten Konstruktionen noch im argen; erst die Bekanntgabe der Ritterschen Schnittmethode brachte darin später Wandel. Die verwendeten gegliederten Tragwerke beschränkten sich vorher auf stehende und liegende hölzerne Stühle des Hoch- und Brückenbaues.

Das Zuschauerhaus bestand beim Beginn des letzten Umbaues aus dem Zuschauerraum und dem Konzertsaalbau, der unmittelbar an der Straße Unter den Linden liegt. Die Hauptachse des Konzertsaales liegt letzterer parallel, die des Zuschauerhauses senkrecht dazu.

Zuschauer- und Bühnenhaus haben eine gemeinsame Hauptachse.

Bei dem in Rede stehenden letzten Umbau wurde nunmehr das Zuschauerhaus durch zwei Treppenhäuser ergänzt, die sich außerhalb des alten Zuschauerhauses an dieses lehnen und zudem sich unmittelbar an die Seitenbühnen des Bühnenhauses anfügen.

Der im 1. Geschoß des Saalvorbaues liegende Konzertsaal, dessen Bauzustand einwandfrei war, blieb vom Umbau unberührt, im Gegensatze zu seinem Unterbau im Erdgeschoß, der wesentlich umgestaltet wurde.

Auch der Zuschauerraum blieb wenigstens seiner Wesensart nach unverändert. Nur wurde eine Verschiebung der Rangflügel am Orchester nach außen um 40 cm auf jeder Seite ausgeführt, um die dort teilweise vorhandene schlechte Sicht auf die Bühne, die sich besonders bei den oberen Rängen bemerkbar machte, nach Möglichkeit zu beseitigen.

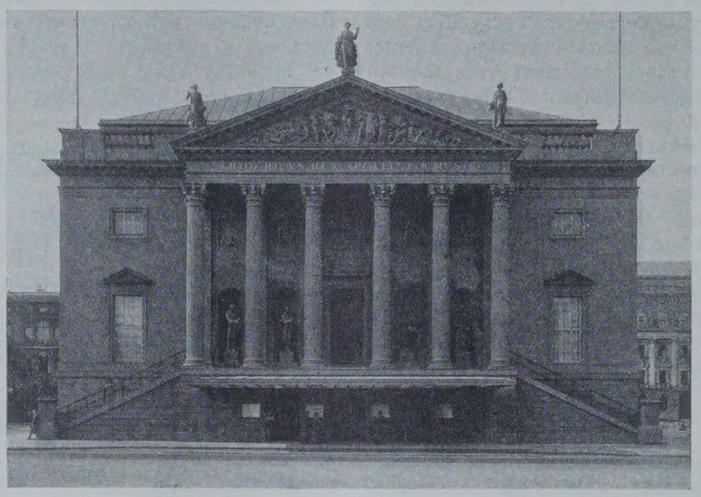


Abb. 1.

Nach allgemeinem Urteil hat übrigens diese Veränderung die schon früher sehr gerühmte Raumwirkung des Zuschauerhauses noch erhöht.

Wesentliche Bedenken der Aufsichtsbehörden bezogen sich schon lange vor dem Umbau u. a. auf die zu geringe Breite der Rangumgänge und ihrer Treppenanlagen.

Soweit die Neuanordnung der Sitzreihen aller Ränge und des Parketts nicht schon durch mögliches Einziehen der Leibungswände des Zuschauerraumes Gelegenheit zur Verbreiterung der Umgänge boten, wurde darüber hinaus weiterer lichter Raum für diese Umgänge durch die Verringerung der Wandstärken der Außenwände an ihren Innenfluchten geschaffen. Ihre Stärke betrug bisher 2,10 m, und diese wurde nach Bedarf bis auf 0,77 m vermindert, was auch darum noch zulässig war, weil das Mauerwerk sich im besten Zustande befand.

Diese Raumgewinnung diente nunmehr auch zur Schaffung geräumiger Garderoben und sanitärer Anlagen, wobei zugleich auf die Erzielung bequemer Zugänge zu letzteren besonderer Wert gelegt wurde.

Die im Erdgeschoß des Festsaalgebäudes bewirkten umfänglichen Räumungsarbeiten ermöglichten dort die Schaffung eines geräumigen Eintritts- und Kassenraumes, ferner eines glanzvollen Vestibüls, an das sich zu beiden Seiten umfängliche Garderoben für das Parkett und die beiden unteren Ränge angliedern.

Vom Fond des Vestibüls ist nach Überwindung von wenigen Stufen unmittelbar das Parkett und von dessen Umgang mittels bequemer Treppenanlagen der 1. und der 2. Rang erreichbar (Abb. 8, 14, 32).

Weiter sind in jedem der beiden Seitenteile des Vestibüls noch kurze Treppenläufe angeordnet, die zu den tiefer liegenden Gängen führen, die nahe den Innenseiten der Außenwände am Hause entlangführen.

Von diesen aus sind erreichbar ein Erfrischungsraum („Konditorei"), der unterhalb der früheren Hofloge erbaut wurde, und ferner die neu errichteten Treppenhäuser, deren Läufe vorwiegend zum 3. und 4. Rang führen. Getrennt davon liegen noch je eine nach der Straße

Abb. 6.

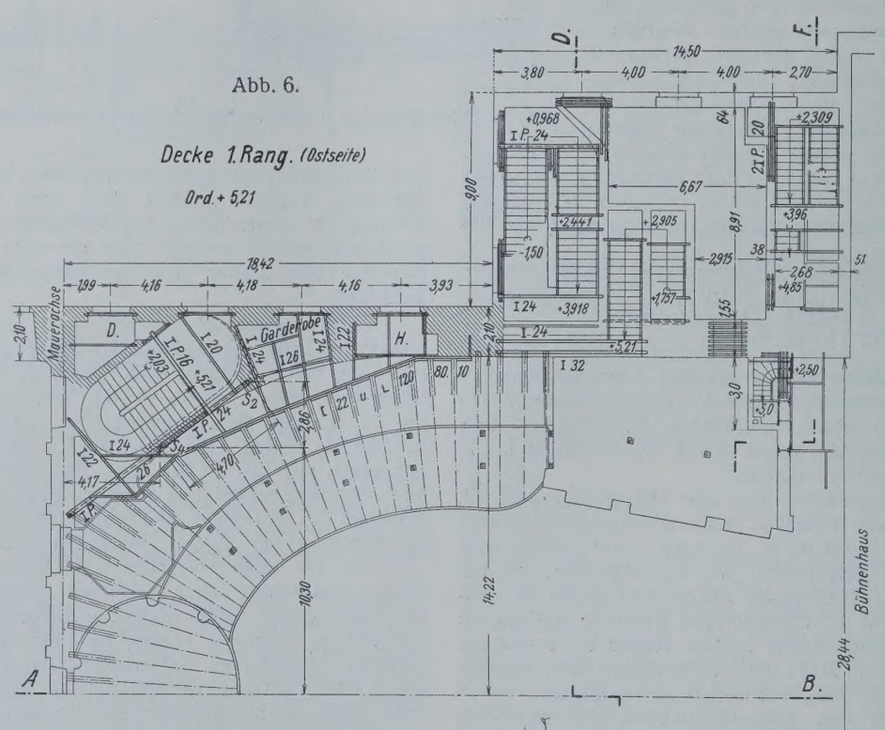
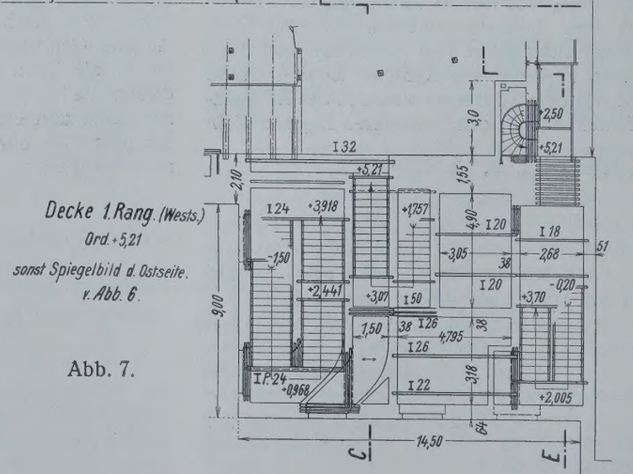
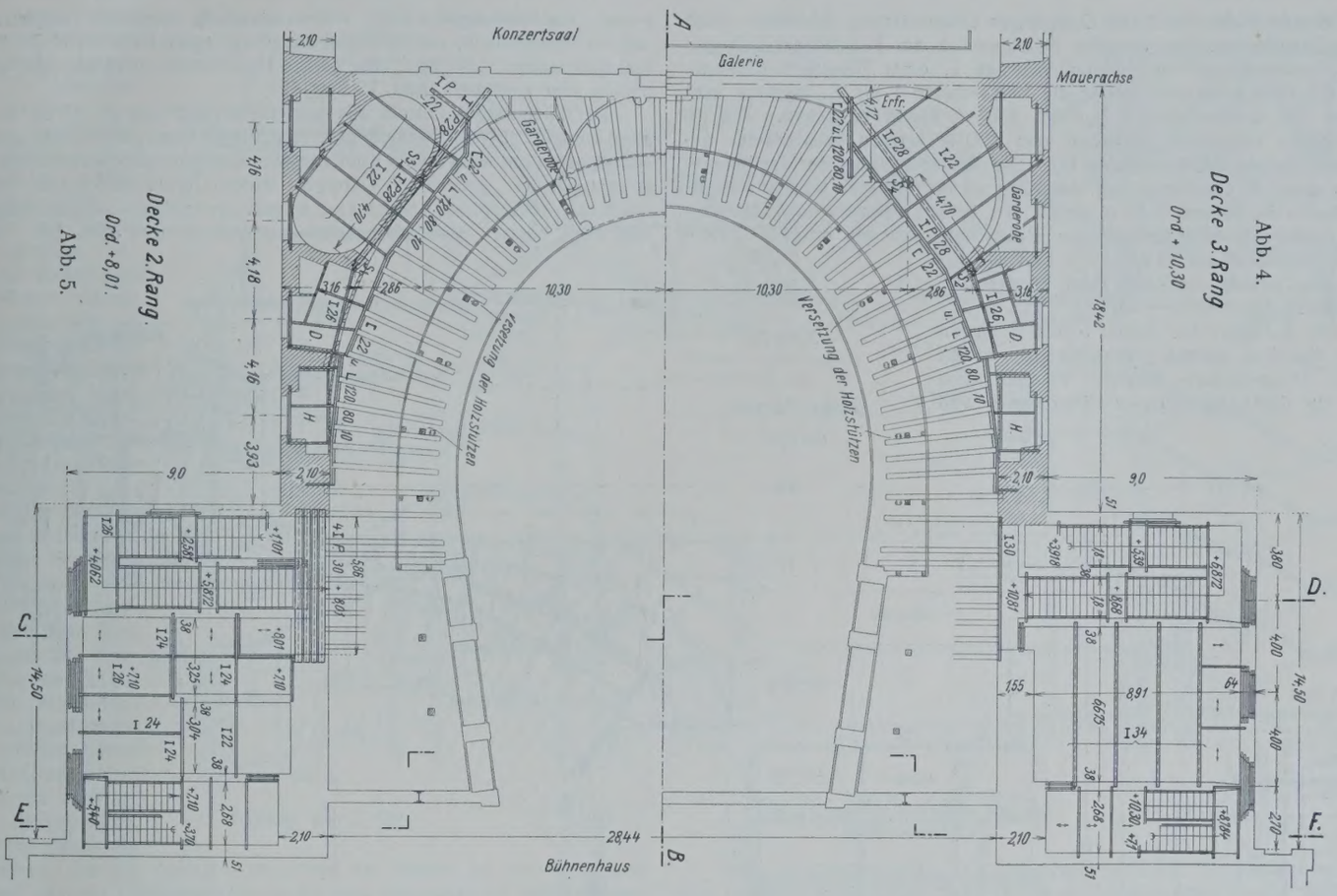


Abb. 7.



[1]) Die Konstruktionen für das Bühnenhaus sind beschrieben in dem gleichnamigen Aufsatze des Verfassers in der „Bautechnik" 1928, Heft 54, S. 806.



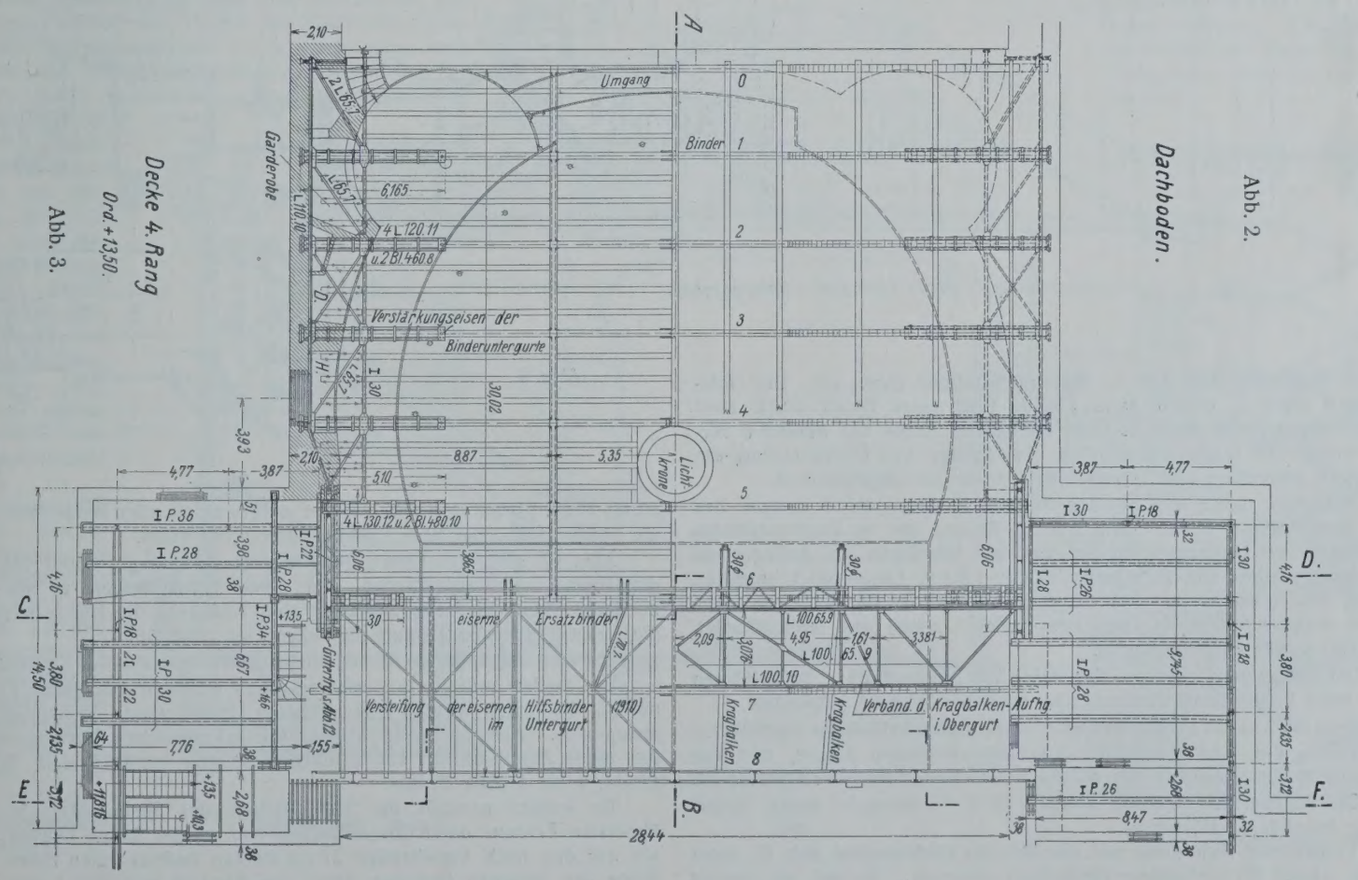
führende Treppe vom 2. Rang und die zum Bühnenhaus gehörigen Betriebstreppen.

Die Besucher des 3. und 4. Ranges durchschreiten bei ihrem Eintritt zunächst den Kassenraum Unter den Linden, dann das Vestibül und gelangen von dort, wie bereits beschrieben, in die neu errichteten Treppenhäuser, die nach Spielschluß den Besuchern der beiden Ränge unmittelbaren Austritt auf die Straße gewähren.

Abb. 2 bis 9 sind Grundrisse, Abb. 10 bis 12 Querschnitte, und Abb. 13 gibt einen Längsschnitt, Abb. 14 bis 17 sind Einzelzeichnungen der Binder, Abb. 18 bis 21 sind zum Proszenium gehörig.

1. Dach und Dachboden.

Lichte Weite zwischen Proszeniumswand des Bühnenhauses und der Scheidewand am Konzertsaal rd. 30 m (Abb. 3, 14). Die Pfetten des



Satteldaches finden an ihren Endigungen Unterstützung einerseits durch einen Blindbinder, der von der Scheidewand am Konzertsaal getragen wird, anderseits an der Bühnenhauswand 8, einer Eisenfachwerkwand.

Als Zwischenbinder dienen die vorhandenen 1 bis 7, wodurch acht Felder von durchschnittlich $^1/_8 \cdot 30 = 3{,}85$ m Breite entstehen. Die ursprüngliche Lichtweite, zwischen den 2,10 m starken Frontwänden gemessen, betrug 28,44 m (Abb. 13). Die Auflagermitten der Dachbinder lagen dabei 40 cm hinter den Innenfluchten der Wände, woraus sich als Stützweite der Binder 29,24 m ergab. Da jedoch nunmehr durch Hinwegnahme der 1,33 m dicken inneren Wandschalen bei den Bindern 1 bis 4 der Lichtabstand auf $28{,}44 + 2 \times 1{,}33 = 31{,}10$ vergrößert wurde, verloren diese Binder ihre Auflager.

Die Auflager der Binder 5 und 6 liegen über den 6 m weiten Öffnungen, die in die neuen Treppenhäuser führen. Erstere ruhen jetzt auf dort angeordneten Gitterträgern von

Abb. 8.

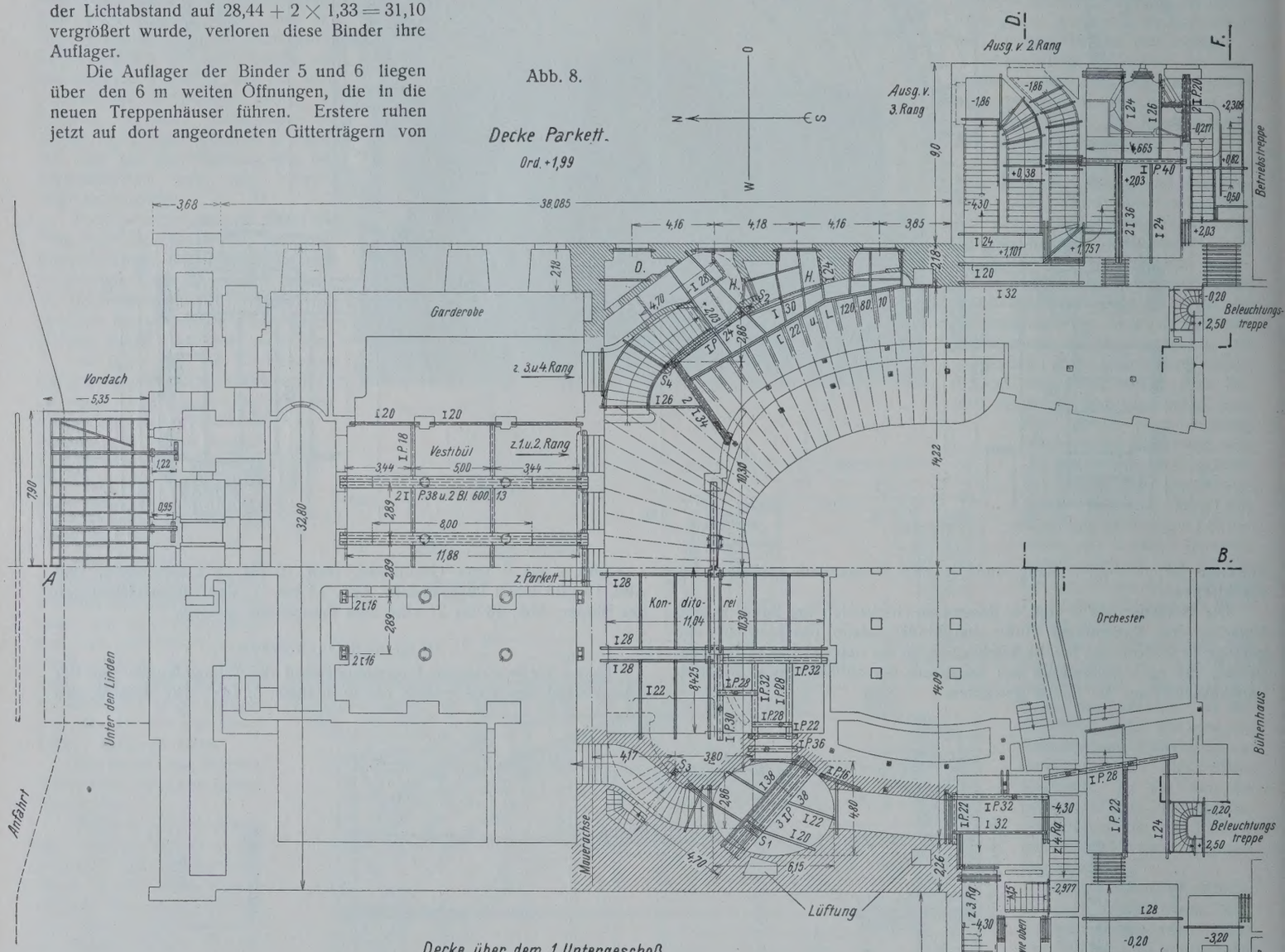


Abb. 9.

6,06 m Stützweite und 2,60 m Konstruktionshöhe (Abb. 12). Der Holzbinder 6 (Abb. 2) erhielt beim Umbau 1910 einen Ersatz durch zwei eiserne Binder, von denen je einer auf beiden Seiten des Binders 6 verlegt wurde. Es zeigte sich nämlich, daß infolge von Überbelastung ein Untergurt gebrochen war. Hierauf wird später zurückgekommen.

Weiterhin stellte sich bei den Bindern 1 bis einschl. 6 heraus, daß ihre Spannbalken, Hölzer von $2 \times 24 \cdot 29$ cm, die in Dachbodenhöhe gleichzeitig als Unterzüge dienen, von der Hirnfläche am Auflager auf den Frontwänden aus gerechnet, bis zu 1,50 m Länge stark angefault waren, was wohl auf zeitweise Undichtigkeiten der benachbarten Dachrinnen zurückzuführen ist. Nur der Binder 7 zeigte sich unbeschädigt, was hier später aufgeklärt wird.

Der Dachaufbau zeigt ein Satteldach von Mansardform. Im mittleren Teil, beim First, ist die Dachlinie bei flacherer Neigung gebrochen.

Beim Aufbau des Dachverbandes sind zu unterscheiden die eigentlichen Tragwerke, das sind Holzbinder von trapezförmigem Umriß, und der mansardenförmige Aufbau, der auf die vorerwähnten Binder aufgebaut ist.

Der Aufbau, dessen Form Abb. 11, 13 u. 14 erkennen lassen, bedarf keiner besonderen Hinweise.

Vorgenannte Abbildung und überdies die Systemskizze Abb. 10, linke Hälfte, lassen die vorhandene Binderform erkennen. Sie hat, wie bereits gesagt, trapezförmigen Umriß, wobei die schräg liegenden Hauptstreben, wie die Spannbalken, aus zwei übereinandergelegten Balken von 29 · 21 cm Seitenabmessung bestehen. Die beiden Hauptstreben und auch die Spannbalken sind verdübelt (Abb. 15 bis 18).

Der Spannriegel besteht aus nur einem Holz von 29 · 21 cm Seitenabmessungen. Dieses trapezförmige Traggerippe hatte als Füllstäbe nur den Mittelposten mit seinen vom Kopf ausgehenden weitreichenden beiden Verstrebungen, die gegen den Untergurt laufen, ferner die beiden bereits erwähnten Hängeeisen, endlich eine wagerechte mittlere Zangenversteifung und zwei kürzere Schrägstreben in den Außenfeldern (Abb. 13). Neben dieser (Abb. 10) auf der linken Hälfte dargestellten alten Binderform zeigt die rechte Hälfte die beim Umbau umgestellte Form.

Abb. 17 gibt die Übertragung dieser Änderung, wobei die fortgefallenen Teile ausgekreuzt und neue Schrägzangen in die vier mittleren Felder eingefügt wurden. Neu sind auch die Hängeeisen, die die beiden äußersten Binderfelder begrenzen (Abb. 15).

Diese so abgeänderten Binder entsprechen allen statischen Forderungen.

Die beiden äußeren Binderfelder waren nunmehr den neuen Verhältnissen, die durch Wegfall ihrer früheren Unterstützung entstanden sind, anzupassen. Abb. 15 bis 18 stellen die erforderlichen Verlängerungen, die unter Zuhilfenahme von Eisenbewehrungen gebildet sind, für die Binder 1 bis 4 (Abb. 2) dar.

Es wurden nämlich die Seitenflächen der Spannbalken in ihren äußersten Feldern durch Eisenschienen von solcher Länge bewehrt, daß sie auf den noch bestehenden 77 cm starken Außenwänden ruhen. Die Stege der Schienen bestehen dabei aus Blechen von 460 · 8 mm Quer-

schnitt, die oben und unten durch je einen Gurtwinkel 120·120·11 gesäumt sind. Die Vernietungen zwischen den Stegen und ihren Gurtwinkeln sind der Einfachheit halber nicht dargestellt.

Die sich gegenüberliegenden beiden Gurtwinkel sind dann durch eiserne Klammern, die im rotwarmen Zustande aufgezogen wurden, gegen ihren Kern, den hölzernen Spannbalken, scharf gepreßt. Die angefaulten Stirnenden der Spannbalken wurden entfernt und ersetzt, und zwar im äußeren Teil durch eine Zementbetonfüllung und bei den Versatzungen der Strebenfüße durch gut sitzende Holzfutter.

Diese geschienten Balkenenden haben doppelte Bedeutung; sie dienen zunächst als Binderbalken, weiterhin noch als Tragbalken, die die Auflager-Gesamtlast der Binder auf die Wand und an ihren inneren Endigungen durch die neu eingezogenen Hängestangen in das Bindersystem übertragen.

Die Windkräfte, die in Höhe des Dachfußbodens angreifen, werden auf jeder der beiden Wandseiten durch gitterförmige Kreuzverbände übertragen, die zwischen der Scheidewand am Festsaal und den zunächstliegenden seitlichen Frontwänden der neuen Treppenhäuser gespannt sind (Abb. 2 u. 3).

Für den Dachboden selbst kommen besondere Nutzlasten nicht in Frage, wohl aber das Gewicht des schweren Plafonds, der Vouten des Zuschauerraumes und der Beleuchtungskrone. Der Dachboden wird gebildet aus leichten Balkenhölzern, von denen je drei in jedem Binderfelde normal zu den Frontwänden verlegt sind. Die äußeren Balkenenden, die in die seitlichen Windverbände hineinragten, sind entfernt worden. Dabei war erforderlich, die Innengurte dieser Windversteifungen aus I 30 zu bilden, da diese zugleich als Wechsel dienen.

Der Umbau der Binder machte keine besonderen Schwierigkeiten. Bei Binder 5 und 6, die auf den Untergurten der Gitterunterzüge der neuen Treppenhäuser liegen, wurde eine besondere Ausbildung der Binderauflager erforderlich (Abb. 2).

Abb. 10.

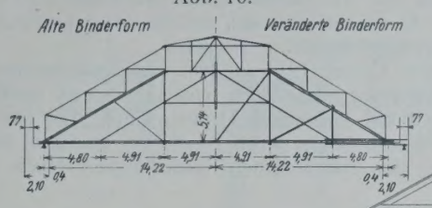
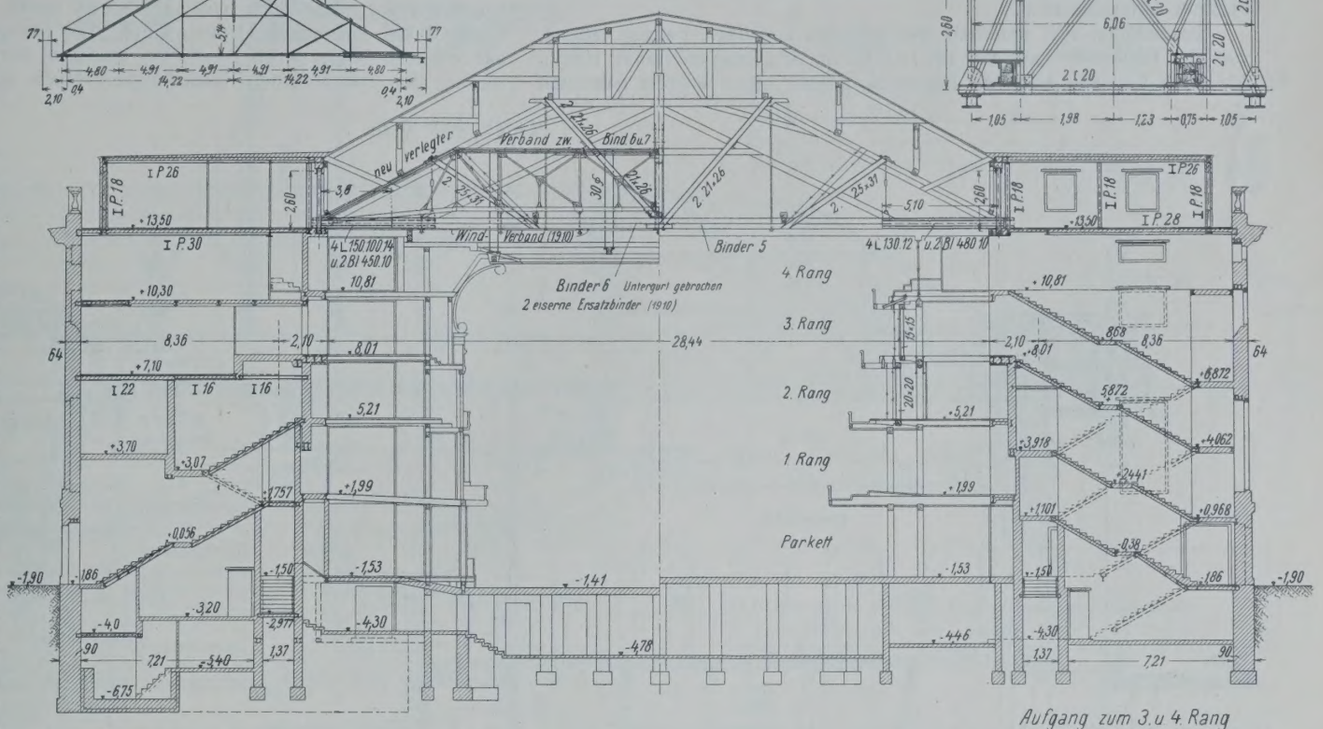


Abb. 11.

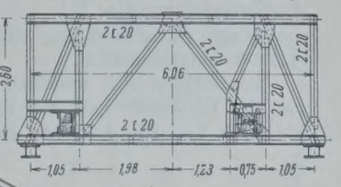
Querschnitt C-D.



Aufgang zum 2. Rang.

Abb. 12.

Gittertrager über der Treppenhausoffnung



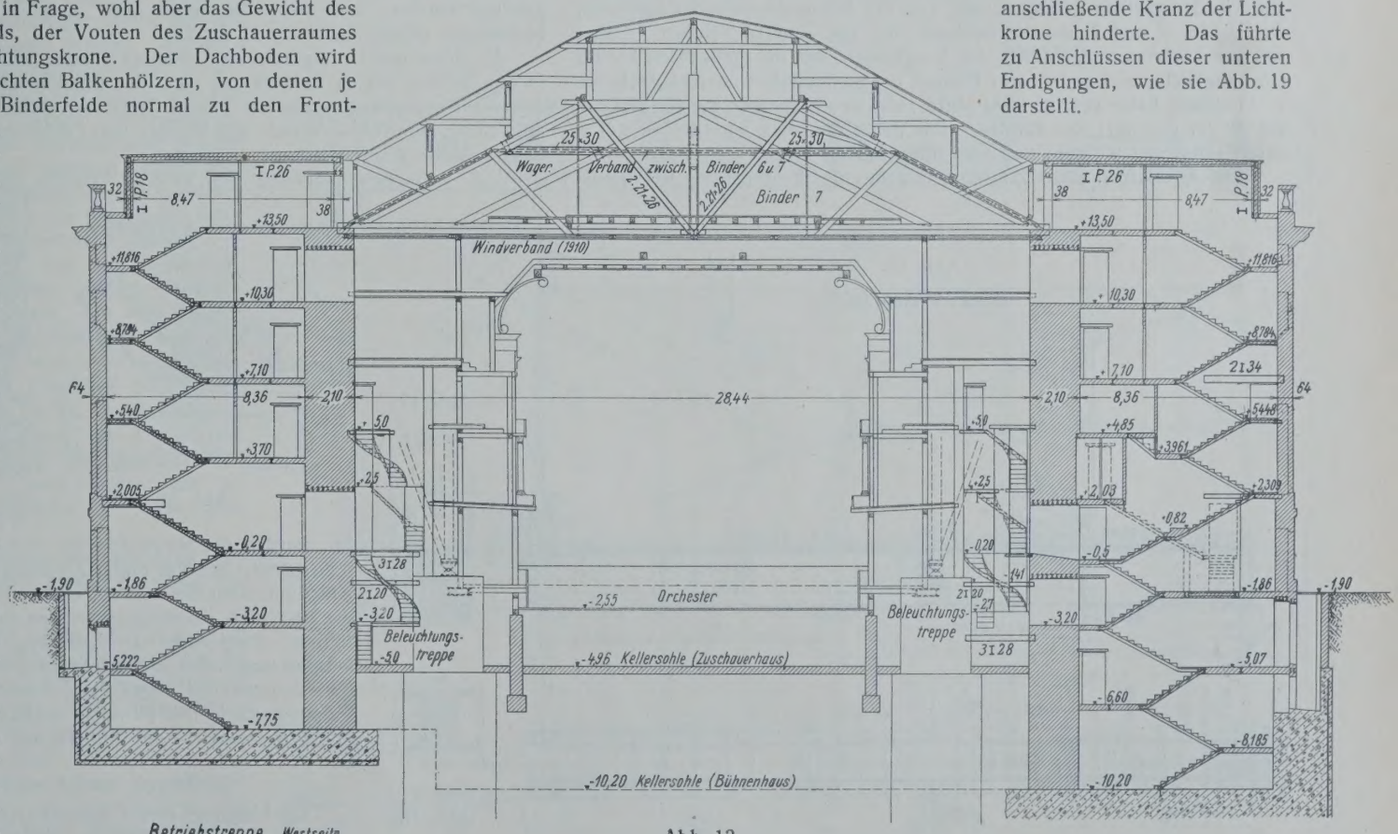
Aufgang zum 3. u 4. Rang Schachteltreppen.

Ganz unversehrt zeigte sich, wie schon berichtet, der Binder 7 nächst dem Bühnenhause (Abb. 13 u. 14), weil Niederschläge seine Auflager nicht erreichen konnten und seine Belastungen durch die Proszeniumsdecke zuungunsten des gebrochenen Nachbarbinders 6 verringert wurde.

Diese besonderen Umstände finden weiter unten ihre Aufklärung.

Bei den Bindern 4 und 5 (Abb. 2) konnten die unteren Endigungen der neu eingebrachten Schrägstäbe der Mittelfelder nicht wie sonst durch Aufblattung angeschlossen werden, weil daran der dort sich anschließende Kranz der Lichtkrone hinderte. Das führte zu Anschlüssen dieser unteren Endigungen, wie sie Abb. 19 darstellt.

Querschnitt E-F.



Betriebstreppe. Westseite.

Abb. 13.

Betriebstreppe. Ostseite.

Die besonderen Umstände, die bei dem schon erwähnten abweichenden Verhalten der Binder 5 und 6 in Frage kommen, werden wie folgt geklärt (vergl. Abb. 2 u. 14).

Es ist die Anordnung der Proszeniumsdecke von derjenigen des Plafonds unterschiedlich.

Sie befindet sich unterhalb des letzteren und liegt, geneigt fallend, von der Bühnenöffnung aus rd. 10,5 m in den Zuschauerraum hinein. An ihrem Freiende trägt die Proszeniumsdecke einen lotrecht gestellten

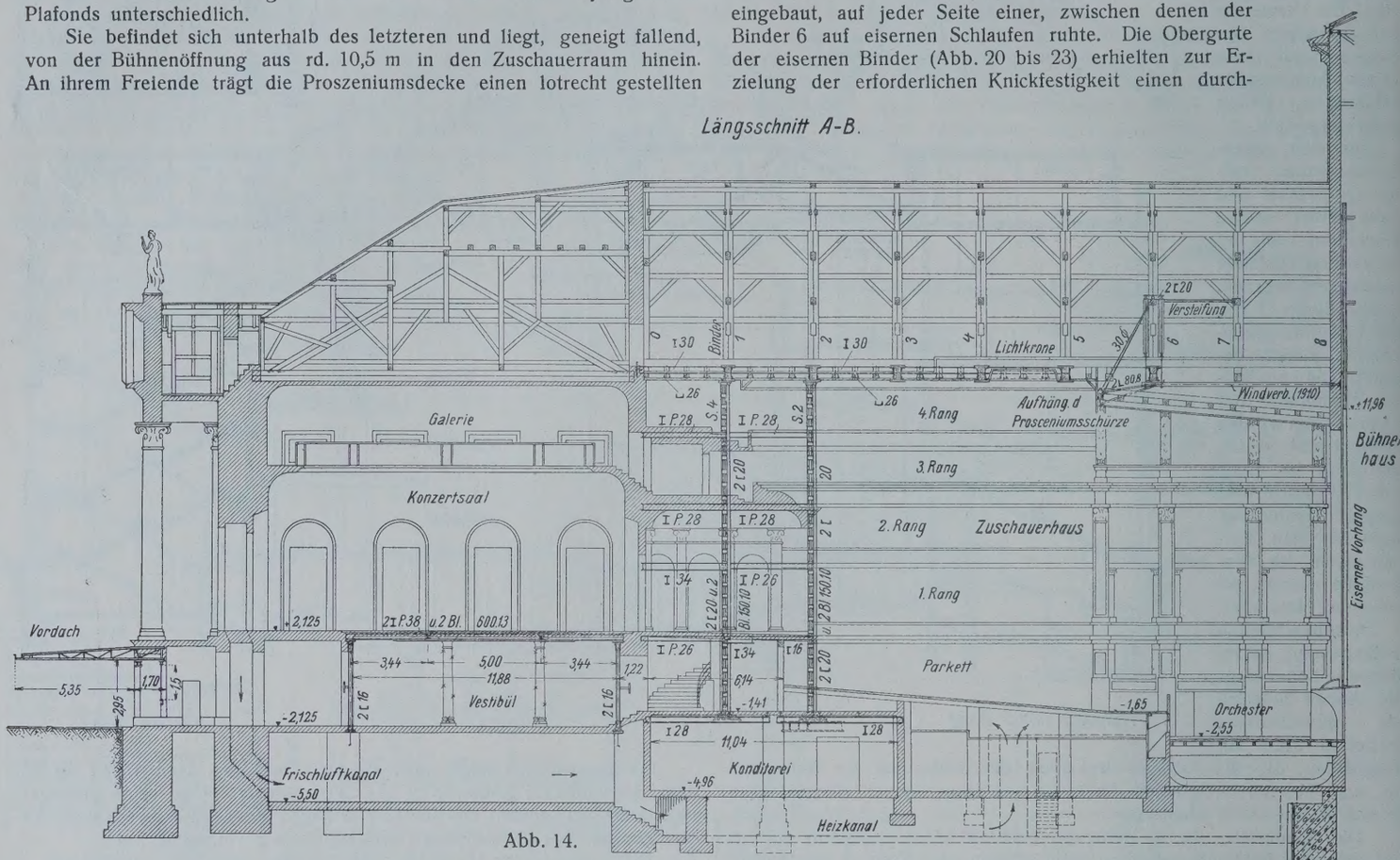


Abb. 14.

Abschlußteil der Decke, die Proszeniumsschürze, die die Verbindung zwischen den beiden Decken des Plafonds und des Proszeniums vermittelt.

Diese gesamten Lasten des Dachbodens, dazu die der darunter gelegenen Proszeniumsdecke und ihrer Schürze, wurde durch Vermittlung von vier Kragbalken getragen, die, von der Bühnenhauswand ausgehend, die Binder 6 und 7 unterschneidend, bis zur Schürze reichen. Dabei war die Lastverteilung durch die Kragbalken auf die genannten Binder eine ungleiche und zudem der Einfluß der Schürzenlast ausschlaggebend.

Letztere hatte sich in ihrer Mitte samt den Freienden der Kragbalken um 40 cm gesenkt; der Binder 7 war dabei entlastet und der Binder 6 derart überlastet worden, daß sein Spannbalken brach.

Das Ausbleiben eines Zusammenbruches des Proszeniums ist voraussichtlich nur der Strebfestigkeit der früher 2,10 m starken Umfassungswände zu danken gewesen, auf die der gebrochene Binder 6 in Art eines Sprengwerkes wirkte.

Beim Umbau 1910 wurden, wie schon erwähnt, zwei eiserne Binder eingebaut, auf jeder Seite einer, zwischen denen der Binder 6 auf eisernen Schlaufen ruhte. Die Obergurte der eisernen Binder (Abb. 20 bis 23) erhielten zur Erzielung der erforderlichen Knickfestigkeit einen durchlaufenden Verband, zudem wurden von den eisernen Pfosten der Bühnenhauswand aus sechs eiserne Unterzüge in der Längsrichtung des Hauses verlegt, die mit ihren anderen Endigungen an den eisernen Ersatzbindern aufgehängt wurden. Auf diesen Wechseln wird nunmehr der gebrochene Holzbinder gelagert (Abb. 3, 21 bis 23).

In Höhe des Untergurtes der eisernen Binder wurde weiterhin ein in den beiden letzten Feldern bis nach der Bühnenhauswand reichender eiserner Kreuzverband, der in ganzer Tiefe des Bühnenhauses verläuft, notwendig, um diese Wand, die Proszeniums-Giebelwand des Bühnenhauses, seitlich auszusteifen (Abb. 3).

Um nach dem Anheben der Schürze Gewähr für einen sicheren Dauerzustand ihrer Lage zu erlangen, war beim letzten Umbau noch ein zweiter Kreuzverband nötig, der wiederum in ganzer Tiefe des Zuschauerraumes zwischen den Bindern des eisernen Binderpaares und dem Holzbinder 7 sich spannt (Abb. 2 u. 20 bis 23). Weiterhin wurden die Stirnenden der vier Kragbalken zweimal gefaßt, nämlich durch Zugstangen, die nach den Knotenpunkten des oberen, und ferner durch Streben, die nach den Knotenpunkten des unteren Verbandes führen. Zwei Arten der Erfassung des Balkenkopfes wurden ausgeführt, die sich besonders bei Abb. 23 nach dem vorhandenen engen Platz richteten, der zwischen Putzinnenkante und Hirnholz verblieb. Abb. 20 stellt eine Vorderansicht der Aufhängung (Abb. 22) dar.

Abb. 15.
Verstärkter Binderfuß.

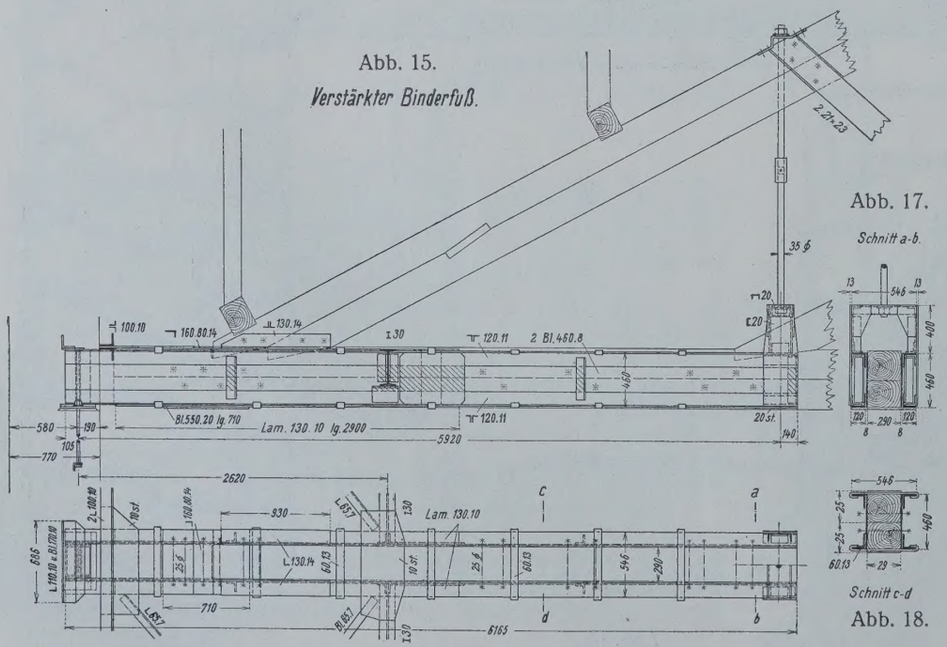


Abb. 16.

Abb. 17.

Abb. 18.

Binder-Knotenpunkte an der Lichtkrone.

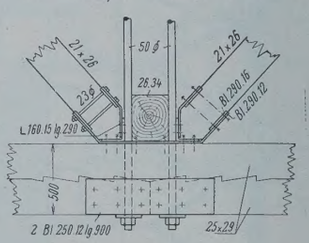
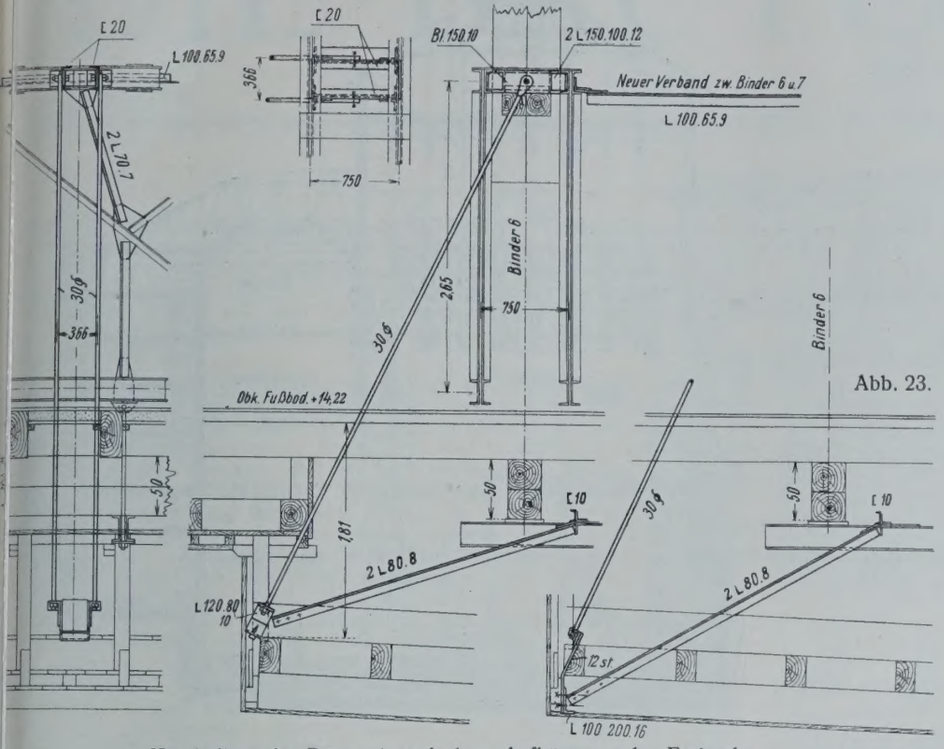


Abb. 19.

2. Ränge und Umgänge.

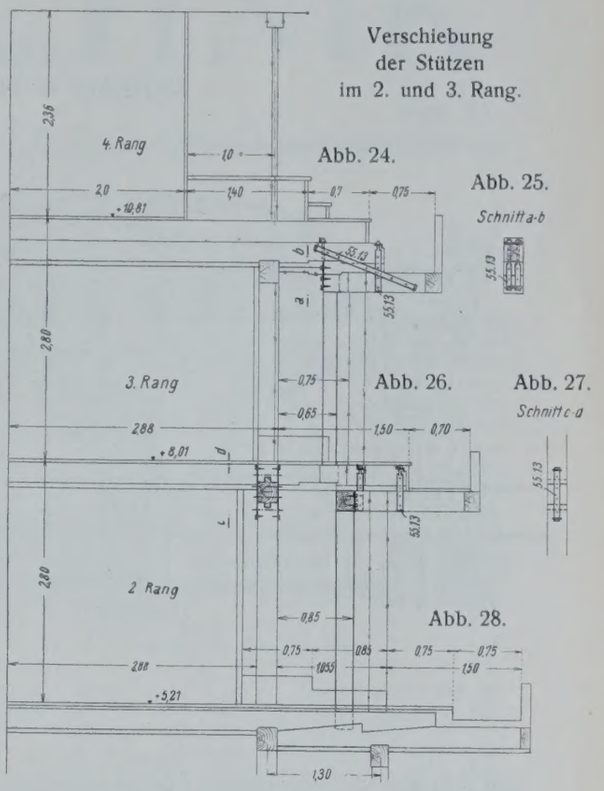
Die Umgänge des 4. Ranges (Abb. 4) und ebenso die des 3. Ranges (Abb. 5) zeigen keinerlei Durchbrechungen des Fußbodens, da ihre Treppen für die

Abb. 20. Abb. 21. Abb. 22.



Kragbalken der Proszeniumsdecke. Aufhängung der Freienden.

Verschiebung der Stützen im 2. und 3. Rang.



beiden Ränge in den neu errichteten beiden Treppenhäusern untergebracht sind, im Gegensatze zum 2. Range (Abb. 6) und dem 1. Range, deren Treppenläufe die Umgänge durchbrechen.

Für die eigentlichen Unterfangungen der Sitzreihen sind die alten Holzkonstruktionen, die sich in ihrer Struktur als durchaus gesund erwiesen, wieder verwendet worden, während die Umgänge der Ränge feuersicher aus Steindecken und eisernen Kappenträgern nebst Unterzügen gebildet wurden.

Diese feuersicheren Decken der Umgänge ragen stets über die leichten Leibungswände der Ränge in die Rangteile hinein, wobei die inneren Lager ihrer Kappenträger, die von den Außenwänden ausgehen, auf Unterzügen und Wechseln liegen.

Die Hauptunterzüge lagern sich dabei auf zwei eiserne Stützen, die durch zwei Geschosse hindurchgehen.

Die Holzbalken der Ränge, die sich außen an den eisernen Unterzügen totlaufen, sind dort entsprechend gekürzt und auf letzteren gelagert, sonst aber in ihrer ursprünglichen Lage verblieben. Hingegen erfuhren die hölzernen Unterzüge und Stützen teilweise geringe Verschiebungen, da sich bei Aufstellung des neuen Gestühls geringe Veränderungen ermöglichten, die eine Besserung der Sitzanordnungen und der Sicht zur Bühne, weiterhin einen Platzgewinn für die Umgänge bezweckten. So zeigen Abb. 12, 24 bis 28 Beispiele für die Verschiebung von Holzstützen im 2. und 3. Rang nach innen, deren Gestaltung — auch wegen der erforderlichen Kopfhöhe — nicht ganz mühelos war.

Diese Ausführungen haben sich infolge sorgfältiger Arbeit durchaus bewährt.

Im 4. Rang (Abb. 12, 24) konnten die eisernen Stützen, die angeblich die Dachkonstruktion des Zuschauerhauses auf die hölzernen Rangkonstruktionen abstützten, entfernt werden.

Die Grundrisse der Decke des 1. Ranges (Abb. 6) und der Parkettdecke (Abb. 8) lassen die Anordnungen der dort neu eingebauten Treppenläufe erkennen.

Die Vestibüldecke trägt sich jetzt frei, nach Entfernung der früher vorhandenen acht Innenstützen.

Es zeigt Abb. 9 die Decke über dem 1. Untergeschoß und die Seitengänge, die zum Erfrischungsraum und zu den neuen Treppenhäusern des 3. und 4. Ranges führen. Vor dem Eingang zum Erfrischungsraum enthält dieser Gang eine Erweiterung von ovaler Begrenzung, über der die Hauptstütze S_2 abzufangen war.

Das Vordach des Haupteingangs Unter den Linden, ein Pultdach, das im Schaubild (Abb. 1), Querschnitt (Abb. 14) und in seinen Einzelheiten (Abb. 29 bis 31) dargestellt ist, entspricht ohne Verwendung jeglichen Zierates nur der Zweckmäßigkeit. Es ist nur in den Frontwandpfeilern eingespannt und hat bei 15,8 m Breite eine Kragweite von 5,35 m und nur

Abb. 29. **Vordach.**

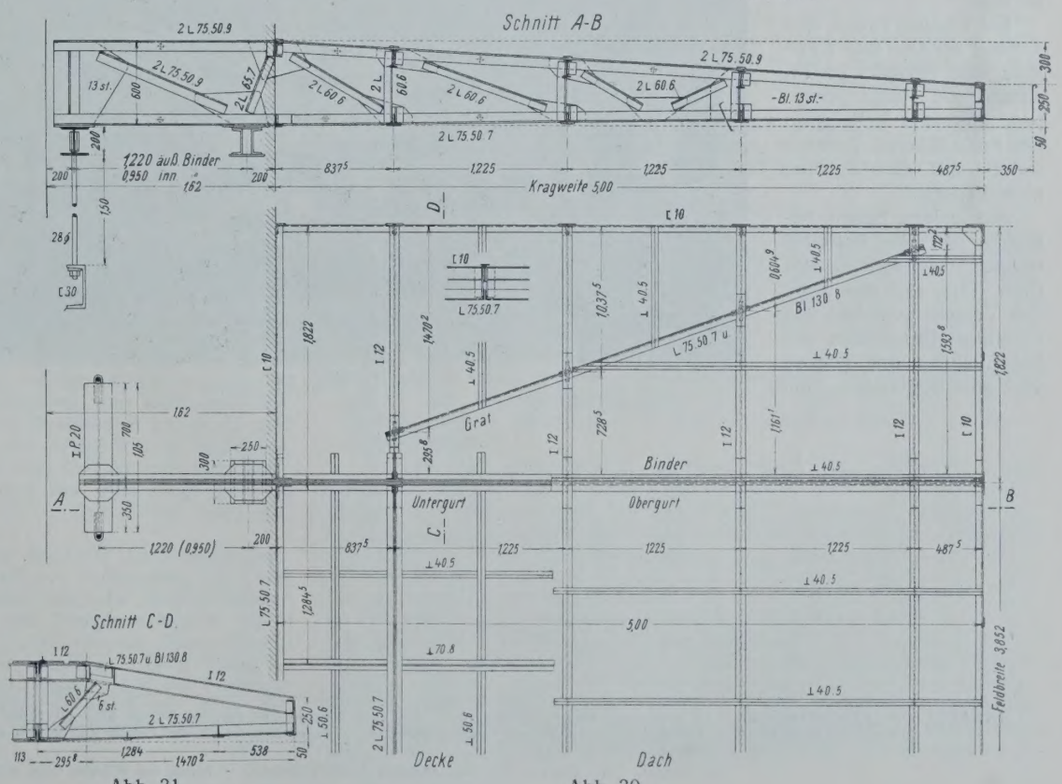


Abb. 31. Abb. 30.

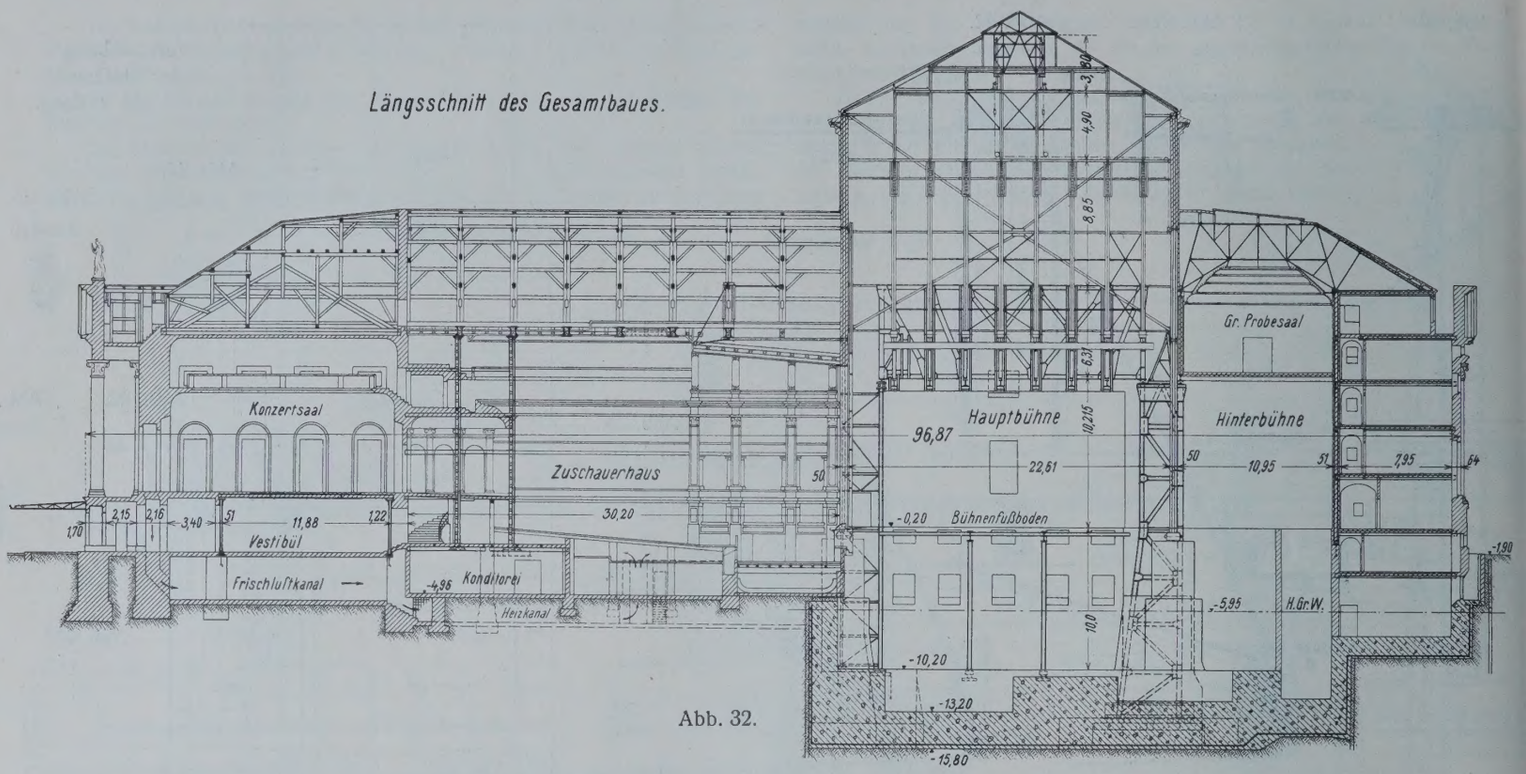


Abb. 32.

0,60 m größter Konstruktionshöhe. Die Binderteilung der drei Mittelfelder ist je 3,852 m, dazu treten zwei überkragende äußere Felder von 1,822 m Breite, die abgewalmt sind. Die verwendeten Pfettenquerschnitte der Dachfläche und die Sprossen der Decke sind aus Abb. 29 erkennbar, während die Zusammenfassung beider in den Endfeldern an einem Beispiel (Schnitt *C D*, Abb. 31) hervorgeht. Sowohl die Dachhaut als auch die Unterfläche sind voll verglast. Der Raum zwischen beiden ist durch Glühbirnen hell erleuchtet.

3. Neue Treppenhausanbauten.

Ihre Anordnung geht aus dem Grundriß 4 bis 9 und aus den Schnitten 11 bis 13 hervor.

Die Treppen zum 3. und 4. Rang der Ost- und Westseite sind einander gleich, ebenso die Ausgangstreppen, die vom 2. Rang in das Freie führen. Letztere werden für den Aufstieg nicht benutzt.

Auf beiden Seiten befinden sich die Betriebstreppen des Bühnenhauses (Abb. 13); sie vermitteln den Verkehr zwischen den einzelnen Geschossen der Seitenbühnen und reichen von der Kellersohle bis zur Ord. + 13,50. Die zwischen den Rang- und Betriebstreppen liegenden Räume werden für Verwaltungszwecke benutzt. Auf der Ostseite liegen in Höhe des 1. Ranges mit unmittelbarem Zugang von der Straße her die Repräsentationsräume der Staatsregierung. Sie stehen mit dem Rangumgang des 1. Ranges sowie mit den ersten Proszeniumslogen unmittelbar in Verbindung.

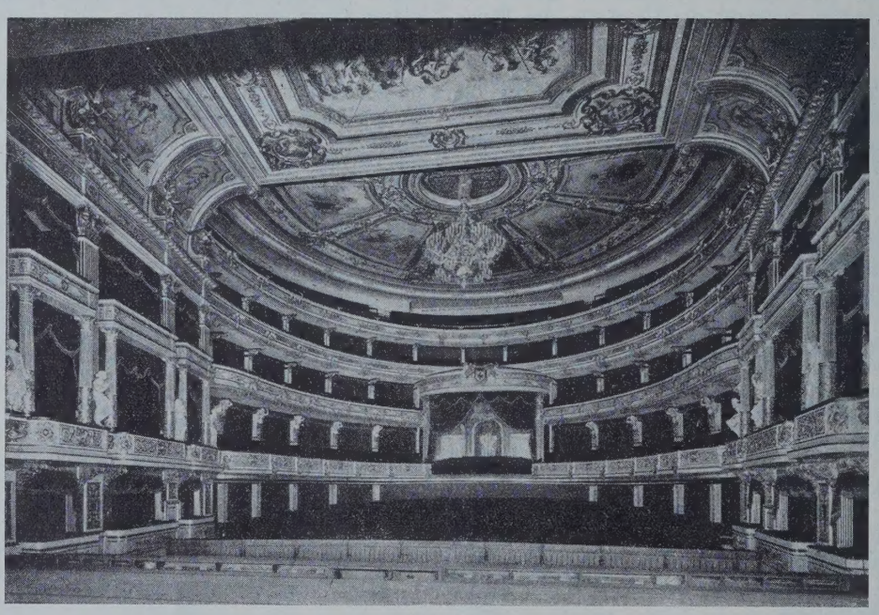


Abb. 33.

Der Längsschnitt des Gesamtbaues (Abb. 32) gibt eine Aneinanderreihung der in den bisherigen Ausführungen behandelten beiden Teile des Bühnen- und des Zuschauerhauses.

Für das Gebäude ergibt sich in der Längsachse ein Gesamtmaß von 96,87 m, wovon auf den Zuschauerraum rd. 52 m, der Rest auf das Bühnenhaus entfallen. Die größte Höhe des Bühnenhauses, von Kellersohle bis Oberkante der Dachöffnung gerechnet, beträgt rd. 44 m.

Oberleitung des Entwurfes und der Bauausführung ebenso wie bei dem Bühnenhause. Auch die Eisenkonstruktionen führte wieder die Firma H. Gossen und die Zimmerarbeiten Gustav Clemens, Berlin, aus.

INHALT: Die „Schleuse Oldenburg" im erweiterten Hunte-Ems-Kanal. — Die neue Straßen- und Kleinbahnbrücke über die Schlei bei Kappeln. — Abramsscher Feinheitsmodul — Fullerkurve — Körnungsfaktor. — Erfahrungen über Schrumpfrisse bei Gußbeton. — Konstruktionen für den Umbau 1927/28 des Opernhauses Berlin, Unter den Linden, Zuschauerhaus.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau. — Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

7. Jahrgang BERLIN, 8. März 1929 Heft 11

Bücherschau.

„Hütte", Taschenbuch für Betriebsingenieure. Herausgegeben vom akademischen Verein Hütte, E. V. in Berlin und Dr.-Ing. A. Stauch unter Mitwirkung der Arbeitsgemeinschaft deutscher Betriebsingenieure im VDI und des Ausschusses für wirtschaftliche Fertigung beim RKW. 3. Aufl. 1215 S. mit 1860 Textabbildungen. Berlin 1929. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis in Leinen geb. 32 R.-M., in Leder geb. 35 R.-M.

Als vor vier Jahren die erste Auflage der „Betriebshütte" erschien, wurde sie mit derartigem Beifall aufgenommen, daß sie schnell vergriffen war, und es mußte der ersten Auflage in solch kurzer Zeit die zweite folgen, daß wünschenswerte Änderungen und Ergänzungen nicht berücksichtigt werden konnten. Bei der jetzt vorliegenden dritten Auflage ist aber das damals notgedrungen Versäumte nachgeholt und sind auch die bei der Besprechung der ersten Auflage in dieser und anderen Fachzeitschriften vorgebrachten Anregungen beachtet worden. Die Abschnitte „Stoffkunde", „Materialprüfung" und „Festigkeitslehre" sind als hier entbehrlich fortgefallen; die beiden ersteren sind nach Angabe im Vorwort in die neue „Hütte, Taschenbuch für Stoffkunde" eingeordnet und die „Festigkeitslehre" im Band I der „Hütte, Taschenbuch des Ingenieurs", eingehend behandelt. Der dadurch freigewordene Raum ist durch neu aufgenommene, für die Betriebstechnik wichtige Abschnitte über „Feuerschutz", „Fließarbeit", „Metallgießerei", „Spritzguß", „Warmpressen von Nichteisenmetallen", „Metalldrückerei", „Ziehen von Feinblech", „Drahtziehen", „Kaltwalzen", „Zerspanung", „Spannwerkzeuge" und „Spritzlackierung" ausgefüllt. Die beibehaltenen Abschnitte haben unter Hinzuziehung einer großen Reihe von Sondersachverständigen eine — zum Teil einschneidende — Umarbeitung erfahren, so daß die neue Auflage auch für diejenigen, die eine der beiden ersten besitzen, unentbehrlich sein wird. Wie sorgfältig die einzelnen Abschnitte bearbeitet sind, sei an einigen — willkürlich herausgegriffenen — Beispielen erläutert: Im Unterabschnitt „Vorschriften für Sonderbetriebe" zum Abschnitt „Fabrikanlagen" sind rd. 100 Gesetze, Bundesrats-, Reichsrats- und Polizeiverordnungen mit Angabe des Tages ihres Erlasses und des Blattes, in dem sie zu finden sind, aufgezählt. Vielen Abschnitten sind umfangreiche Literaturverzeichnisse und Listen von Bezugsquellen für Apparate und Maschinen angehängt. Im Abschnitt „Fabrikorganisation" sind die Ein- und Unterordnung der Abteilungen und Bureaus, die Geschäfts- und Arbeitsverteilung usw. durch zahlreiche Schaubilder und Tabellen dem Verständnis in übersichtlicher Weise nähergebracht. Die Fließarbeit wird theoretisch und praktisch an Beispielen erörtert. Für die Selbstkostenberechnung wird in einem Zahlenstromplan ein übersichtliches Schema gegeben (S. 447, hier sei auf den Druckfehler in der Seitenüberschrift aufmerksam gemacht). In dem Abschnitt „Eignungsprüfung" werden beispielsweise die Prüfungen eines Metallarbeiterlehrlings, einer Metallarbeiterin, eines Bureauangestellten und eines Fahrers näher erläutert. Aber der mir für die Besprechung bewilligte Raum ist zu gering, um alle Vorzüge des Werkes anzuführen. Daher nur noch vier Worte: Ein überaus wertvolles Werk. Zweiling.

Vorträge über Hebezeuge. Von Ludwig Klein. 4. Auflage. 239 S. mit 151 Abb. Hannover 1929. Helwingsche Verlagsbuchhandlung. Preis geh. 12,75 R.-M., geb. 13,75 R.-M.

Gegenüber der dritten Auflage weist die vorliegende verschiedene Verbesserungen auf: der Drahtseilberechnung ist nach den Benoitschen Versuchen die Bruchbiegezahl zugrunde gelegt; bei den Angaben über Wirkungsgrade von Windwerken und Windwerkteilen sind neuere, vom Verfasser veranlaßte Versuche berücksichtigt worden; die elektrischen Hebezeugmotoren sind wesentlich eingehender behandelt und Flaschenzüge, Kraftwagendrehkrane und Wippkrane sind neu aufgenommen worden.

Trotzdem läßt sich sagen, daß der Wert des Buches nicht so sehr in der Vollständigkeit der Uebersicht über das Gebiet des Hebezeugbaues, als vielmehr in den Anweisungen zur Berechnung von Hebemaschinen liegt. Sowohl für die Windwerkteile wie für Windwerke, Laufkrane und Drehkrane wird die Berechnung, zum Teil mit Beispielen, so eingehend und mit solcher Klarheit dargelegt, daß auch dem Anfänger alle Schwierigkeiten bei dem Entwerfen eines Hebezeuges aus dem Wege geräumt werden und daß er befähigt wird, auch alle in dem Buche nicht ausführlich behandelten Probleme zu lösen.

Wenn auch zu bemerken ist, daß in dem Abschnitt „Unfallverhütung" auf S. 95 ein Hinweis auf die „Sicherheitskurbeln" zweckmäßig wäre und daß in dem nicht gerade glücklich benannten Abschnitt „Motorbremsen" auf S. 64 die Erwähnung der Bremsung von Drehstrommotoren durch Einschalten in der Hubrichtung nötig wäre, so können diese Mängel den Wert des Buches natürlich nicht beeinträchtigen. Dem Wunsche, den Wippkranen und Elektrozügen (die wohl besser nicht als Flaschenzüge behandelt werden) einen größeren Raum zu gewähren, steht vermutlich die Rücksicht auf die Beschränkung des Umfanges des jetzt 230 Oktavseiten umfassenden Werkes entgegen. Pd.

Die Massenberechnung im Eisenbetonbau auf theoretischer Grundlage. Von Ingenieur Fritz Büchi, Winterthur. 139 S. mit 160 Abb. Berlin 1929. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis steif geh. 5,60 R.-M.

Die Massenberechnung bildet die Grundlage für die Veranschlagung von Bauvorhaben. Um hierbei für die Preisermittlung zutreffende Werte zu erhalten, bedarf es gerade im Eisenbetonbau meist der Zuhilfenahme sorgfältig zusammengestellter und richtig angewendeter Erfahrungswerte, wenn man nicht die Querschnitte der einzelnen Bauteile erst genau berechnen und an Hand von Bewehrungszeichnungen usw. die Massen ausziehen will. Letzteres Verfahren gibt wohl die zuverlässigsten Unterlagen, erfordert jedoch sehr viel Zeit und Kosten, so daß es bei der heutigen Wirtschaftslage nur noch in besonderen Fällen benutzt werden kann.

Um nun auch solchen Ingenieuren, denen selbst gesammelte Erfahrungswerte nicht zur Verfügung stehen, die Aufstellung einer für die Veranschlagung ausreichend genauen Massenermittlung ohne allzu großen Arbeitsaufwand zu ermöglichen, hat der Verfasser das Gebiet theoretisch behandelt und seine Ergebnisse in dem vorliegenden Buch zur allgemeinen Kenntnis gebracht. Hierbei wird gleichzeitig auch die wirtschaftliche Bemessung der verschiedenen Eisenbetonquerschnitte erörtert, so daß der Inhalt des Buches mehr bietet, als der Titel erwarten läßt.

In der Einleitung wird Allgemeines von der Massenberechnung verbunden mit einigen Erfahrungswerten für Näherungsaufstellungen gebracht. Der zweite Abschnitt beschäftigt sich mit der Bemessung und dem Spannungsnachweise von Eisenbetonquerschnitten, und zwar bei Beanspruchung auf Biegung sowie bei mittigem Druck bezw. Zug. Für Querschnitte mit Zug- bezw. Zug- und Druckbewehrung bei Biegung stellt der Verfasser unter Berücksichtigung eines gleichbleibenden bezw. veränderlichen Wertes $n = E_e/E_b$ allgemein gültige Formeln auf und entwickelt ein Universalbemessungsverfahren. An mehreren Beispielen, in denen auch auf die wirtschaftliche Querschnittbestimmung besonders hingewiesen ist, werden die verschiedenen Verfahren erläutert.

Der dritte Abschnitt behandelt den wohl schwierigsten Teil der eigentlichen Massenberechnung, die Feststellung des Eisenbedarfes. Auf drei Grundregeln aufgebaut, folgen Angaben und Formeln für Balken auf zwei und mehr Stützen bei einfacher und doppelter Bewehrung, außerdem solche für Platten bei mehreren Auflagerungsarten. Aus diesen Gleichungen soll unter Beachtung der verschiedenen Ausbildungsmöglichkeiten der gesamte Eisenaufwand für Trag- und Schubbewehrung, Verteilungseisen usw. errechnet werden können.

In dem vierten Abschnitt ist als Beispiel die Querschnittermittlung und Massenberechnung aller Eisenbetonteile eines kleinen Lagerhauses zahlenmäßig durchgeführt und daraus sich ergebend der Kostenvoranschlag entworfen. — Der fünfte Abschnitt bringt schließlich Zusammenstellungen häufig gebrauchter Bezeichnungen, Zahlentafeln und Schaulinien für Querschnittbestimmung und Spannungsprüfung von Eisenbetonbauteilen, Angaben über Momente und Querkräfte von Ein- und Mehrfeldträgern bei verschiedenen Belastungen sowie weitere für die Benutzung der Formeln notwendige oder sonst übliche Tafelwerte.

Das in der Schrift entwickelte theoretisch aufgebaute Verfahren der Massenberechnung erfordert zwar ein gewisses Maß an Rechenarbeit, liefert aber auch weitgehend gültige Ergebnisse. Das Buch gestattet ferner einen Einblick in die Anforderungen, die an eine brauchbare Massenermittlung im Eisenbetonbau gestellt werden müssen. Das Studium dieser Arbeit kann daher besonders solchen Ingenieuren empfohlen werden, die nur im geringem Maße über Erfahrungswerte verfügen; aber auch diejenigen Fachgenossen, die sich schon längere Zeit erfolgreich mit den Fragen des behandelten Gebietes beschäftigt haben, werden in der vorliegenden Schrift manches finden, was ihnen neue Anregung bietet.

Dr.-Ing. Roll.

Niederschrift über die IV. Hauptversammlung der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau am 20. und 22. Juni 1928 in Dresden. 118 S. Berlin 1928. Verlag der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau.

Die jährliche Veranstaltung der Stufa bietet stets reiche Anregung durch Behandlung des Straßenbauproblems in jeder nur erdenklichen Weise. Die auch im Mai 1928 in Dresden gehaltenen Vorträge von Dr. Heymann, Beigeordnetem des Deutschen Landkreistages, über die Aufgaben der Landstraßenverwaltungen, von Staatssekretär a. D. Prof. Dr. Hirsch über Finanzierungsprobleme von Deutschlands Verkehr, von Dr.-Ing. Rappaport, Beigeordnetem des Ruhrkohlenbezirkes Essen, über den Vorschlag zum Netz der deutschen Hauptstraßen, von Prof. Dr. Obst, Hannover, über geopolitische Faktoren beim Ausbau des deutschen Hauptstraßennetzes, und von Prof. Langer, Aachen, über dynamische Straßenwertung und ihre Ergebnisse, haben wieder so viel wertvolles Material über die finanziellen, volkswirtschaftlichen und technischen Fragen des Straßenbaues gebracht, daß die Sammlung der Vorträge in einem Heft dankenswert ist und ihre Anschaffung empfohlen wird. Dr. Neumann.

Thermenpalast. Kur-, Erholungs-, Sport-, Schwimm- und Badeanlage. Von Dipl.-Ing. J. Goldmerstein und Prof. Karl Stodieck, Ing. Arch. 89 S. mit 29 Abb. Berlin 1928. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geh. 12 R.-M.

Eine Studie von außerordentlicher Großzügigkeit. Ein Entwurf mit 12 Mill. R.-M. Baukosten, dessen vorliegende technische Durcharbeitung für den Ingenieur, Architekten und Badefachmann von gleich großem Interesse ist. Die sorgfältige, von zahlreichen Bauplänen und Abbildungen begleitete Veröffentlichung enthält für den Techniker ein sehr wertvolles Studienmaterial. Es handelt sich um ein gewaltiges Hallenbad, einen Rundbau mit freitragender Kuppel von 150 m Durchmesser, der in einem mehrgeschossigen Ringbau Sport- und Gymnastikhallen, medizinische, Wannen- und Brausebäder, Auskleidehallen, Wirtschaftsräume usw. enthält. Der Entwurf ist unter Mitwirkung zahlreicher deutscher Fachleute und Baufirmen aufgestellt worden und berücksichtigt im wesentlichen alle nur denkbaren, neuzeitlichen Anforderungen. Ohne auf eine ausführliche Darstellung des Entwurfs eingehen zu können, sei nur auf einige der zahlreich behandelten technischen Probleme beispielsweise hingewiesen.

Die Kuppel ist konstruktiv und wirtschaftlich untersucht worden als Holz-, Eisen- und Eisenbeton-Schalenkonstruktion: Sie würde kosten in Eisen: 1,52 Mill. R.-M., 1 m²: 86,5 R.-M., dazu kommen für Schalung usw. rd. 15 R.-M./m²; in Holz: 1,1 Mill. R.-M., 1 m²: 65 R.-M., mit Schalung rd. 80 R.-M.; als doppelwandige Eisenbetonschale 1,69 Mill. R.-M., 1 m²: 96 R.-M. Das große ringförmige Schwimmbecken enthält 9800 m³ Wasser, der Jahresbedarf von 1,45 Mill. m³ soll durch 5 Brunnen mit 400 m³ Stundenleistung gedeckt werden Die Wände der großen Halle soll ein Panorama (5600 m²), mit allen Mitteln der modernen Theatertechnik ausgestaltet, einnehmen.

Es wird ein Tagesbesuch von 17800 Erwachsenen und 15000 Kindern angenommen, d. h. in einer Betriebszeit von 40 Wochen (12 Wochen soll die Anlage für besondere andere Zwecke verpachtet werden) ein solcher von 9,2 Millionen.

Die bisher jährlich in den Berliner städtischen Badeanstalten verabfolgte Bäderzahl beträgt allerdings nur etwas über 5 Millionen. Es erscheint nicht denkbar, diese Ziffer in kurzem auf 9 Millionen zu steigern und diese Besucherzahl oder auch nur die Hälfte auf eine, wenn auch verkehrstechnisch noch so gut gelegene Badeanstalt zu vereinen. Das wäre auch gar nicht erwünscht: Im Sommer soll die Bevölkerung Luft und Sonne der Freibäder bevorzugen, und für die übrigen Monate stellt die Stadt Berlin demnächst eine große Zahl dezentralisierter, sogenannter Zweckbadeanstalten im Bauwert von etwa 1,1 Mill. R.-M. zur Verfügung. Der große Thermenplan ist aber auch finanziell nicht ausführbar. Die Rentabilitätsberechnung der Verfasser ist nicht stichhaltig. Auf der Ausgabenseite fehlen die Kosten für das Grundstück und den Wasserverbrauch. Die Betriebskosten sind viel zu niedrig geschätzt, sie dürften bei 9 Mill. Bädern mindestens 3,5 Mill. R.-M. betragen, eingesetzt sind nur 2 Mill. R.-M. Auf der Einnahmeseite erscheint es ganz ausgeschlossen, 9 Mill. Besucher jährlich hereinzubekommen, auch die Hälfte wird man in Berlin nicht an einer einzigen Stelle sammeln können. Im übrigen können Höhensonnen, künstlich gereinigter Sand, das schönste Panorama und die beste künstliche Lüftung niemals die psychologische und hygienische Wirkung der Natur, der Sonne, des Fluß- und Seewassers ersetzen. Die mit dem Sportpalast gemachten Erfahrungen sind eine Warnung gegen den Sport in geschlossenen Räumen. Wintersport, Herbst- und Frühjahrssport im Freien sind besser und richtiger als ein Sommer-Ersatz in geschlossenen Räumen. Prof. Poelzig hat nur für die äußere Gestaltung eine Perspektive entworfen. Die von den Verfassern geplante innere Anlage ist nicht möglich. Man kann eine Kuppel von 150 m Durchmesser mit Oberlichtern und gewaltigen schweren Rippenkonstruktionen nicht auf die Luft und die ziehenden Wolken (Wolkenspiegel) eines Panoramas aufsetzen.

Wenn der Entwurf auch undurchführbar erscheint und im Grundsätzlichen nicht unwidersprochen bleiben kann, so bietet doch seine technische Bearbeitung außerordentlich viel Interessantes und Beachtenswertes, so daß der Techniker eine Fülle von Anregung und Belehrung aus der vorliegenden Studie schöpfen wird. Rendschmidt.

Fortschritte in der Ausfaulung von Abwasserschlamm. Von Marinebaurat a. D. Dr.-Ing. Max Prüß. 35 S. mit 20 Abb. und 15 Tab. München und Berlin 1928. Verlag von R. Oldenbourg. Preis geh. 6 R.-M.

Der Verfasser behandelt in seiner Schrift die praktische Bedeutung der Ausfaulung des Frischschlammes unter Wasser als besten Weg zu seiner Unschädlichmachung, sowie die technische und wirtschaftliche Leistungsfähigkeit des Faulraumes bei den verschiedenen Betriebsweisen auf Grund der an den Kläranlagen im rheinisch-westfälischen Industriegebiet gesammelten langjährigen Erfahrungen. Durch Verwertung der beim Faulvorgang anfallenden brennbaren Gase kann neuerdings auch mit Einnahmen gerechnet werden. Der Zweck der Arbeit ist, die mögliche Höhe dieser Einnahmen für die verschiedenen Verhältnisse zu untersuchen und die Tragweite der einzelnen zur Steigerung der Gaserzeugung möglichen Maßnahmen zahlenmäßig klarzustellen, um den wirtschaftlichsten Weg für die Durchführung der Schlammfaulung zu finden. Bei künstlicher Beheizung und künstlicher Umwälzung des Schlammes in besonders gut gegen Wärmeverluste isolierten Faulräumen können die Gesamtkosten der Schlammfaulung durch den Verkauf des gewonnenen Rohgases zu einem Preise von etwa 6 bis 8 Pf. für 1 m³ voll gedeckt werden. K. Meier, Berlin.

Die Statik der Bauwerke. In drei Bänden von Dr.-Ing. Rudolf Kirchhoff, Regierungsbaumeister. I. Band. 2. neu bearbeitete und erweiterte Auflage. Mit 494 zum Teil farbigen Abbildungen; VIII u. 391 S. Berlin 1928. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geh. 26 R.-M., geb. 28 R.-M.

Das Werk von Kirchhoff über die Statik der Bauwerke hat sich schnell eingebürgert. Es ist klar und leicht verständlich geschrieben und eignet sich daher vorzüglich zum Selbststudium und als Nachschlagewerk. Die vorliegende zweite Auflage des ersten Bandes hat gegenüber der ersten wertvolle Ergänzungen gefunden. Der erste Band ist in 3 Hauptabschnitte gegliedert. Der Abschnitt I bringt die Einführung in die graphische Statik, Abschnitt II behandelt die Spannungstheorie, und im Abschnitt III werden die verschiedenen statisch bestimmten Trägergebilde erörtert, und zwar der vollwandige Balken und der Fachwerkbalken auf 2 Stützen, der Gerberbalken, der Dreigelenkbogen, der Dreigelenkbogen mit aufgehobenem Horizontalschub, der Stabbogen mit darüber- und darunterliegendem Versteifungsträger und die durch einen Balken versteifte Kette. In dem III. Abschnitt werden auch die kinematische Theorie des ebenen Fachwerkes, das Ersatzstabverfahren und die Theorie der Raumfachwerke behandelt. Das Kirchhoffsche Buch sei Studierenden und Ingenieuren wärmstens empfohlen. Schaper.

Beton als Gestalter. Von Julius Vischer und Ludwig Hilberseimer. V. Band der „Baubücher". 124 S. mit 264 Abb. Stuttgart. Verlag von Julius Hoffmann. Preis 16 R.-M.

Zwei selbständige Abhandlungen über den gleichen Stoff — nur mit ein wenig anderen Worten. Es wird versucht, dem Architekten, namentlich dem jungen und werdenden, in knapper Fassung einen Überblick über die Verbände und Gestaltungsmöglichkeiten des Eisenbetonbaues zu geben; von beiden Verfassern mit bemerkenswertem Geschick. Es hat sich natürlich nicht vermeiden lassen, daß beide so manches wiederholen, was andere längst vor ihnen gesagt hatten — auch wieder mit ein wenig anderen Worten. Aber seitdem diese anderen geredet und geschrieben haben, ist eine Reihe von Jahren dahingegangen, in denen viel geschehen und gar mancher bedeutende Eisenbetonbau entstanden ist. Gerade dieses Neue wird — neben vielem schon Bekannten — besprochen und in zahlreichen gut ausgewählten Bildern gezeigt. Darin liegt das Verdienst des Buches.

Einige Anmerkungen will ich einfach der Seitenzahl nach bringen. Der Aufsatz von Hilberseimer reicht bis einschließlich S. 20; von da ab redet Dr. Vischer.

S. 7/8. Es ist schwer, einen geschichtlichen Abriß in engen Raum zu fassen, immerhin hätte einiges klarer dargestellt werden können, z. B., daß Hennebique als erster auf den Gedanken kam, die Grundsätze Moniers und Coignets auf den Balken und die Stütze anzuwenden; daß Eckversteifung und Plattenbalken ihm ihr Dasein danken, daß aber sein Versuch einer Berechnungsweise völlig fehlging und beinahe die ganze weitere Entwicklung der Bauweise gefährdet hätte, wenn nicht gerade zu rechter Zeit Koenen mit seiner Theorie hervorgetreten wäre; diese erst hat uns die heute noch im wesentlichen gültigen Rechnungsgrundlagen gegeben. Unter den aufgezählten Namen um die Bauweise verdienter Männer hätten Considère, Emperger und Mörsch ebensowenig fehlen dürfen, wie später auf S. 9 neben le Corbusier und Feifel deren Vorgänger Siegfried und Visintini, sowie aus neuester Zeit May und Gropius — unbeschadet der vielleicht ablehnenden Haltung, die man zu manchen Taten und Meinungen der beiden letzten einnehmen mag.

S. 12 und S. 48/49. Beide Verfasser übersehen, daß die Grundgedanken sowohl der Zeißkuppel wie der Dywidagtonne schon fertig in Eisenbauweise vorlagen, nämlich in den Netzwerkkuppeln (Schwedler, Zimmermann u. a.) und in der Flechtwerktonne Aug. Föppls.

S. 16. Das Bekleiden der Außenseite von Eisenbetonbauten mit wetterbeständigen Baustoffen, z. B. Werkstein, Klinkern o. a., halte ich für keine Stilwidrigkeit. Natürlich wird der schließlich allein sichtbare Bekleidungsstoff auf die Gesamthaltung des Bauwerkes zurückwirken; ob das so weit gehen muß wie bei den angeführten Beispielen, ist allerdings eine andere Frage.

S. 20, 2. Absatz von unten, kennzeichnet sehr treffend das vielmißbrauchte Schlagwort von der „Neuen Sachlichkeit", das oft als Deckschild für allerlei recht unsachliche Modeschrullen herhalten muß. Was dann noch bis zum Schluß des H.schen Aufsatzes folgt, hat eigentlich schon R. Wagner viel kürzer in die Verse zusammengefaßt:

Wollt ihr nach Regeln messen,
Was nicht nach eurer Regeln Lauf,
Der eignen Spur vergessen,
Sucht davon erst die Regeln auf!

S. 21. Der Ruf nach „Materialgerechtigkeit" ist wohl schon so alt wie die Baukunst selbst. Nachweisbar ist er, solange es ein Schrifttum über die Baukunst gibt. Er mag zeitweise durch anderes übertönt worden sein, verstummt ist er niemals ganz. Ich kann aber nicht zugeben, daß „Voraussetzung" für das Entstehen eines neuen Stils „neues Material, neues konstruktives Können" sein solle. Die Gotik ist eigentlich der einzige Stil, auf den dies im wesentlichen zutrifft; allein entscheidend war es selbst da nicht (vergl. Handb. f. Eisenbetonbau, 3. Aufl., Bd. X, S. 1—5 und S. 16). Auch die allerneuesten Versuche zur Stilbildung haben meine Meinung nicht zu erschüttern vermocht. Das hindert mich nicht, von Herzen diesen Sätzen Dr. V.s zuzustimmen: „Jede Absicht, die Formbildung in gewisse Bahnen zu bringen, führt zu Irrungen. Man muß sich dem Stoff unterordnen, Zweckmäßigkeit mit guter Form, schönen Proportionen vereinen und sie so über das Gewöhnliche, materiell Gebundene hinausheben".

S. 49 l. unten. Pilzdecken erinnern — nicht bloß äußerlich — an die Palmen- und Fächergewölbe der deutschen und englischen Spätgotik. Der einzige Unterschied liegt in der Fähigkeit des Eisenbetons, Biegungsspannungen aufzunehmen.

S. 74 r. unten. „Formal ist die Konstruktion, welche in Erscheinung tritt, immer derjenigen vorzuziehen, welche sich hinter einer Schale verbirgt." Das ist ein unbewiesener Satz, der von der gesamten Antike, von Renaissance und Barock widerlegt ist; ja sogar von Dr. V. selbst auf der nächsten Seite, wo er von den zurückgesetzten Stützen spricht. Dagegen hat er recht, wenn er auf S. 75 l. oben sagt: „Durch die Stabilität des Eisenbetons werden viele Wünsche nach neuer Gestaltung stark unterstützt."

S. 76 r. Die moderne Ingenieurkunst geht nie mit bewußter Absicht „in die Breite", sondern immer nur dorthin, wohin restlose Zweckerfüllung mit sparsamsten Mitteln sie weist. Das gilt auch für die eiserne Messehalle in Leipzig; aus „Begeisterung für die Wagerechte" ist auch sie ganz gewiß nicht hervorgegangen (S. 96 l.). Mit demselben Recht könnte man bei den Wolkenkratzern von einer „Begeisterung für die Lotrechte" reden.

S. 97, Abb. 205. Warum werden sinnvoll angebrachte schmückende Zutaten als „formalistisch" verketzert? Man zeige mir auch nur ein aus „reiner Sachlichkeit" gestaltetes Werk allerneuesten Gepräges, das sich an zierlicher Anmut mit diesem Turm zu messen vermöchte!

Zum Schluß noch einige Worte über die Sprache des Buches. Dr. Vischer schreibt klares Deutsch ohne Mätzchen oder Schwulst und frei von den allbekannten, leider nur zu verbreiteten Sünden — abgesehen von einer Anzahl Fremdwörter, deren Unentbehrlichkeit mir durchaus nicht einleuchten will. Dagegen sticht Herrn Hilberseimers Schreibweise sehr unvorteilhaft ab. Der Raum verbietet mir, auf Einzelheiten einzugehen, für die eine technische Fachzeitschrift auch nicht der richtige Ort wäre. Dr. E. v. Mecenseffy.

Berechnung von Pfahlrosten. Von Chr. Nökkentved. XII u. 80 S. mit 38 Textabb. Berlin 1928. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geh. 8 R.-M.

Die Einführung des Eisenbetons, besonders die neueren Fortschritte im Herstellen und Rammen der Eisenbetonpfähle haben eine weitgehende Vervollkommnung der Pfahlgründungen, hauptsächlich des hohen Pfahlrostes zur Folge gehabt. Die leichtere Formgebung des Eisenbetons ermöglichte die Verwendung biegungsfester Rostplatten, eine gute Verbindung zwischen Platte und Pfahl, eine bedeutende Erhöhung der Tragfähigkeit der einzelnen Pfähle, größeren Abstand der Pfähle untereinander und damit eine freiere und wirtschaftlichere Gestaltung des ganzen Pfahlrostes. Man sieht diese Entwicklung deutlich beim Vergleich einer älteren Kaimauer auf Pfahlrost, die die äußeren Kräfte zunächst durch eine möglichst kräftige, durch ihr Schwergewicht wirkende massive Mauer aufnahm und sie dann erst dem Pfahlrost zuleitete, mit einer neueren Kaimauer aus Eisenbeton, deren Pfähle man möglichst günstig für die unmittelbare Aufnahme der äußeren Kräfte stellt, indem man sie durch einen statisch günstigen Überbau verbindet, der die alte massive Mauer ersetzt.

Damit ist aber eine genauere Berechnung der Pfahllasten nötig geworden, als sie früher üblich war. Das alte Verfahren, nach dem man den „Spannungskeil" feststellte, der die Pfahlrostplatte oder die Bauwerksohle beanspruchte, und aus ihm in roher Annäherung den auf jeden Pfahl entfallenden Teil herausschnitt, ist unzureichend. Bei im wesentlichen lotrechten Lasten mag es genügen, bei starker wagerechter Beanspruchung aber, besonders also bei dem hohen Pfahlrost versagt es.

Der schwedische Professor Gullander hat im Jahre 1902 als erster eine Pfahlrostberechnung gegeben, die auf die statische Unbestimmtheit der Unterstützung einging und zur Berechnung der Pfahllasten die Formänderung und Senkung der Pfähle heranzog. In Deutschland wurde das neue Verfahren weiteren Kreisen erst im Jahre 1922 durch einen Aufsatz des dänischen Professors Ostenfeld in „Beton u. Eisen" bekannt. Die preußischen Seehafenverwaltungen beispielsweise rechnen seitdem nach Ostenfelds Angaben. Neuerdings ist auch eine für die Praxis gut verwendbare Abhandlung des kürzlich verstorbenen Dr.-Ing. J. Schultze erschienen[1]), sowie ein Werk von Professor Dr.-Ing. Wünsch, das besonders auch zeichnerische Verfahren bringt.

Das vorliegende Werk scheint geeignet, die maßgebende Grundlage für Pfahlrostberechnungen zu werden. Es baut auf einer Doktordissertation auf, die der Verfasser 1924 geschrieben hat, und ist von ihm „in der Absicht geschrieben, daß es den praktisch tätigen Ingenieuren dienen und ihnen eine Erleichterung bei ihrer Entwurfsarbeit gewähren möge". Dieses Ziel ist erreicht. Das Buch stellt die Theorie umfassend, aber in knapper Form dar und gibt — durch Einfügen von Zahlenbeispielen am Schlusse eines jeden Abschnittes — ihre Anwendung auf die in der Praxis vorkommenden Fälle. Es ermöglicht einen guten Überblick darüber, wie die Pfahllasten mit den Annahmen über die Einspannung oder einfache Stützung der Pfähle wechseln, und beseitigt so die Unsicherheit, die in die Rechnung dadurch kommt, daß die Art der Einspannung der Pfähle im allgemeinen nicht bekannt ist. Damit bleibt für die Rechnung eigentlich nur die Größe der Zusammendrückung der Pfähle unbestimmt, die nicht bekannt ist, weil die der Pfahllast entgegenwirkenden Bodendrücke teils an der Spitze des Pfahles, teils am Pfahlmantel angreifen. Man kann den Wert schätzen, für genauere Rechnungen sind aber Versuche für die jeweiligen Bodenverhältnisse nötig.

Das Werk scheint mir für die Berechnung von hohen Pfahlrosten (Kaimauern, hohen Brückenpfeilern) ein unentbehrliches Rüstzeug zu sein. Es füllt eine Lücke aus, die in den letzten Jahren immer stärker fühlbar wurde. Lohmeyer.

[1]) Zentralbl. d. Bauverw. 1926, Heft 42.

Internationaler Kongreß für die Materialprüfung der Technik. Amsterdam, 12. bis 17. September 1927. 2 Bde., 1317 S. Haag 1928. Verlag von Martinus Nijhoff. Preis Fl. 30,—.

Für die Materialprüfung der Technik fanden von 1884 ab Kongresse statt. Sie wurden durch Bauschinger in München ins Leben gerufen und von Tetmajer 1895 zum Internationalen Verband für die Materialprüfung der Technik ausgebaut. Bis 1912 fanden in zwei- bis vierjährigen Abständen neun derartiger Kongresse in den Zentren Europas und Amerikas statt.

Der Weltkrieg zerstörte schnell und gründlich die bereits eng geknüpften, wertvollen internationalen Beziehungen. Erst neun Jahre nach Beendigung des Krieges, 15 Jahre nach dem letzten Friedenskongreß in New York sollte es gelingen, die Grundlagen für eine neue gemeinsame Arbeit der Nationen zu schaffen.

Holländischen und schweizerischen Fachmännern gebührt das Verdienst, die ersten Anregungen zu dem neuen Zusammenschluß gegeben zu haben. In zweijähriger Arbeit gelang es ihnen, zum 12. bis 17. September 1927 einen internationalen Kongreß nach Amsterdam zusammenzurufen, der nach Beteiligung, Veranstaltungen und Ergebnis ein Markstein in der Geschichte der Materialprüfung der Technik bleiben wird.

556 Vertreter von 22 Staaten der ganzen Erde waren erschienen, darunter nach 179 Holländern an zweiter Stelle 114 Deutsche, an dritter Stelle 50 Franzosen.

In 3 Gruppen wurden von den bekanntesten internationalen Fachleuten der Materialprüfung nahezu 100 wertvolle wissenschaftliche Vorträge aus allen Teilen des ungeheuren Gebietes der Stoffkunde gehalten. Im Rahmen dieser Zeilen kann nur angedeutet werden, um welche Sondergebiete es sich im wesentlichen dabei handelte.

Gruppe A, Metalle: Hochwertiger Baustahl, nicht rostender Stahl, Metallographie, Rekristallisation der Metalle, Abnutzungs- und Härteprüfung, Schlag- und Ermüdungsprüfung, Einwirkung hoher Wärmegrade, Eisen und Stahl in Nichtmetallen, Gußeisenprüfung, Schweißung und Schweißbarkeit, Eichung von Prüfmaschinen, Auswertung von Materialprüfungen, Elastizität. — Gruppe B, Zement, Steine und Beton: Probleme des unbewehrten und bewehrten Betons, hochwertiger Stahl für Druckglieder, kritische Betrachtungen zu den heutigen Normenfestigkeitsprüfungen der Zemente, Sonderzemente, Beton und Meerwasser, rationelle Betonmischungen, Zellenbeton; Gesteinkunde, Wetterbeständigkeit, Brennverfahren und Prüfung von Ziegelsteinen, feuerfeste Stoffe und Straßenbaustoffe. — Gruppe C, Verschiedenes (sonstige Stoffe): Verfahren zur Beurteilung von Ölen, Widerstand der Mineralöle gegen Oxydation, Prüfung von Schmiermitteln, Petroleum, Turbinen- und Automobilölen, Elastizität und Plastizität von Gummi, chemische und mechanische Prüfung des Kautschuks, Prüfung und Einteilung von Bauholz, Rostschutz, Rauchgasschutz, Prüfung von Farben und Firnissen, Brennstoffprüfungen, Asphalttheorien, Bedeutung einheitlicher Prüfverfahren und Geräte.

Die Vorträge der 3 Gruppen wurden von Allgemeinversammlungen umrahmt, in denen ebenfalls wichtige Probleme der Materialprüfung zur Verhandlung kamen.

Die Fülle des behandelten Stoffes hinterläßt den Eindruck, daß in den 15 Jahren seit dem letzten Friedenskongreß die wissenschaftliche Stoffprüfung große Fortschritte gemacht hat, und daß schon vielfach günstige Vorbedingungen entstanden sind, Prüfungsverfahren international zu vereinheitlichen. In dieser Beziehung sind besonders die Bestrebungen nach einheitlichen Bezeichnungen und Vorschriften im Eisenbetonbau zu nennen.

Das im Augenblick wertvollste Ergebnis des Kongresses ist die Neugründung des Verbandes unter dem Namen:

„Neuer Internationaler Verband für Materialprüfungen",

die am 12. September 1927 im Kgl. Kolonial-Institut durch 37 Delegierte von 20 Staaten vollzogen wurde. Um mit den Worten des Präsidenten der Delegiertenversammlung, Herrn M. E. H. Tjaden, zu sprechen: „Der alte Verband erstand kraftvoller und schöner denn zuvor, wie ein Phönix aus der Asche".

Der nächste Kongreß wird zu 1931 nach Zürich berufen werden.

Über diese gesamten für die Technik hochwichtigen Begebenheiten berichtet das eingangs genannte umfassende Werk. Die Berichte über die Delegiertenversammlung, die neuen Satzungen, sämtliche Vorträge in ihrer Originalsprache, die Kongreßausschüsse und das Teilnehmerverzeichnis sind in hervorragend würdiger Form zum Druck gebracht. Das Werk ist sowohl für jeden Teilnehmer an der weltumspannenden Tagung als auch für jede sonstige wissenschaftlich an der Materialprüfung der Technik beteiligte Einzelperson sowie Anstalt ein unentbehrlicher und wertvoller Bestandteil der Bücherei. Vogeler.

Statik. Bautechnische Lehrhefte für den Unterricht an Baugewerkschulen und für die Praxis. 11. Heft. Statik. Von Prof. Dipl.-Ing. Jerosch. Leipzig 1928. Dr. Max Jänecke. Preis 1,40 R.-M.

Das kleine Heft enthält auf nur 80 Seiten die ganze Statik für Baugewerkschulen (ohne Eisenbeton). Sie ist sehr zusammengedrängt und für Schüler nicht ohne weiteres verständlich. Abbildungen fehlen namentlich im Anfang fast ganz. Diese müssen nach Anleitung des Lehrers gezeichnet werden, um das Buch zu ergänzen. Erst mit Hilfe dieser und der Erläuterungen des Lehrers wird es der Schüler verstehen können. Tafeln der I-Profile usw. enthält das Buch nicht, wie wir sie brauchen, um Träger und Stützen zu berechnen. Es wird vorausgesetzt, daß der Schüler solche besitzt. Das Buch erspart ihm nur die Arbeit, im Unterricht nachzuschreiben. Es ist fleißig zusammengestellt.

Vielleicht wäre es möglich gewesen, manches einfacher auszudrücken, um dem Verständnis des Schülers näherzukommen. —l—

Abbrucharbeiten und Brandversuche am Feuerwehrturm der „Gesolei" 1926 in Düsseldorf. Deutscher Ausschuß für Eisenbeton. Heft 59. Berichter Dr.-Ing. Petry (Oberkassel) und Dipl.-Ing. Schulze und Krüger. 48 S. mit 50 Abb. Berlin 1928. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geh. 7,50 R.-M.

Es war eine glückliche Idee, an einem praktischen Beispiel zu beweisen, daß gewisse Schwierigkeiten beim Abbruch von Eisenbetonbauten sich gut meistern lassen, vorausgesetzt, daß man planmäßig vorgeht. Der Feuerwehrturm auf der „Gesolei", ein Gebäude von über 30 m Höhe, bot dazu geeignete Gelegenheit. Man benutzte eine 60-PS-Preßluftanlage. An den Trägerenden wurde der Beton abgestemmt und die Eisen durchgebrannt. Die befriedigenden Ergebnisse sind um so bemerkenswerter, als es sich um einen Beton von großer Festigkeit handelte.

Bevor die unteren Stockwerke abgebrochen wurden, fand hier eine Brandprobe statt. Sie zeigte zunächst, daß Eisenbetonbauten bei Bränden nicht zusammenzustürzen pflegen. Ob eine Wiederherstellung der Konstruktion nach einem unbeabsichtigten Brande möglich ist, muß erst die örtliche Untersuchung ergeben. Dies wird meist der Fall sein, wenn die Querschnitte wenigstens 25 cm stark sind. Das kleine Heft enthält noch manches Wissenswerte über die Bewährung „feuerbeständiger" Mauern. Prof. Dr.-Ing. Birkenstock.

Bericht der Kommission für Abdichtungen des schweizerischen Wirtschaftsverbandes 1927. 150 S. Zürich 1927. Arnold Bopp & Co. Preis 3,50 R.-M.

Es handelt sich um den Schlußbericht über die verschiedenen Arbeiten zur Untersuchung von Dichtungsmitteln und deren Anwendungsweise, vornehmlich zur Abdichtung von Stauseen und Staudämmen sowie Stollen.

Über diesen Gegenstand gibt es bisher nur sehr spärliche Literatur. Es ist daher um so dankenswerter, daß diese Lücke ausgefüllt wird. In der Schweiz wurden gleich nach dem Kriege in einem Laboratorium und in zwei Versuchsanstalten umfangreiche Untersuchungen mit verschiedenen Lehmen, Betonen und Anstrichmitteln vorgenommen. Das Ergebnis wird nach ausführlicher Beschreibung der jeweils durchgeführten Versuche mitgeteilt. Ein guter Erfolg wurde z. B. mit Lehmfangedämmen erzielt. Besonders beachtenswert sind die allerdings noch nicht abgeschlossenen Versuche mit einem Gemisch von Lehm und Sand, die, ähnlich wie es mit Beton geschieht, mit der Zementkanone als Dichtung aufgespritzt wurden. Jedenfalls sind die bisherigen Versuche sehr erfolgversprechend, und es kann nur empfohlen werden, dieser Anregung in der Praxis nachzugehen. Von den Abdichtungsversuchen mit Asphaltprodukten sei u. a. der Saurier-Belag, nämlich ein in Asphalt eingewalztes Drahtgeflecht von einer Gesamtstärke von 6 mm, erwähnt. Dieser Asphalt hat sich den vorkommenden Wasserdrücken vollauf gewachsen gezeigt. Im großen sind diese Versuche im Trübsee am Elektrizitätswerk Luzern-Engelberg mit bestem Erfolg wiederholt. Es zeigte sich die bekannte Tatsache, daß Asphaltarbeit möglichst im Sommer durchgeführt werden soll. Bei den Versuchen zur Ermittlung der Durchlässigkeit von Wasser durch Kies und Sand ergibt sich die Tatsache, daß die Durchlässigkeit in erster Linie von der Korngrößenabstufung abhängig ist; ein Ergebnis, daß den im Betonbau bewanderten Ingenieur nicht erstaunen wird. Um einen dichten Körper zu erhalten, kommt es eben hier wie da auf eine möglichste Verringerung der Hohlräume an. Bei den Versuchen mit Beton ergab sich u. a. die Abhängigkeit der Durchlässigkeit vom Zementgehalt — je größer der Zementgehalt, je dichter war der Beton — ferner von der Beschaffenheit des Zuschlagstoffes. Hier hätte man zweckmäßig noch auf die richtige Abstufung in den Korngrößen hinweisen sollen.

Von den Zementverputzen hat sich der Spritzbeton bezüglich der Dichtigkeit und Haltbarkeit am besten bewährt. Bitumenanstriche wirkten im allgemeinen erhöhend auf die Dichtigkeit.

Zur Ergänzung der Versuche über die Abdichtung von Stauseen usw. sind am Schluß des wertvollen Buches praktische Bauerfahrungen zusammengestellt. Gerade diese Mitteilungen haben für den praktischen Ingenieur besonderen Wert.

Das Buch bringt für jeden Wasserbauer außerordentlich viel Fruchtbringendes, denn selten sind die geologischen Verhältnisse so günstig, daß man ohne Dichtungsarbeiten auskommen kann. Ein eingehendes Studium des Buches kann daher nicht dringend genug empfohlen werden.
Spetzler.

„Stahlbau in Technik und Wirtschaft", Sonderbeilage der „Täglichen Montan-Berichte". Wien und Berlin. Verlag für Fachliteratur G. m. b. H.

Mit dem 1. Januar d. J. ist als neues Beiblatt zur Zeitung „Tägliche Montan-Berichte" sowie zur „Montanistischen Rundschau" ein Heft des „Stahlbau in Technik und Wirtschaft" erstmalig erschienen. Das uns vorliegende Heft 1 ist besonders deshalb beachtenswert, weil es einige bedeutsame Äußerungen namhafter Fachleute über die Ursachen der in letzter Zeit vorgekommenen Bauunfälle (Prag, Paris u. a. m.) und über die damit zusammenhängende Frage enthält: „Ist Eisenbeton oder Stahl der bessere Baustoff?" Wir erwähnen nur den Aufsatz von Herzka „Zum Bauunfall in Prag" und die Ausführungen von Prof. Dr. Bortsch über „Stahlbau und Eisenbeton". Während der erstgenannte Verfasser im wesentlichen dem Stahlbau den Vorrang zuerkennt, bemüht sich Bortsch in anerkennenswerter Weise, Licht und Schatten gleichmäßig auf beide Bauweisen zu verteilen und, soweit möglich, jeder ihre bestimmten Anwendungsgebiete zuzuweisen. Ls.

Rechentafel nebst Sammlung häufig gebrauchter Zahlenwerte. Entworfen und berechnet von Dr.-Ing. Dr. H. Zimmermann, Wirkl. Geh. Oberbaurat. 10. Auflage. Ausgabe A ohne besondere Quadrattafel. Berlin 1929. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geb. 7,50 R.-M.

Die altbewährte, vortreffliche Zimmermannsche Rechentafel liegt nunmehr unverändert in 10. Auflage vor. Sie enthält bekanntlich die vollständige ganzzahlige Produktentafel von 1×1 bis 100×999 mit Angabe der Potenzen, Wurzeln, Kreisbogenlängen, Kreisinhalte, reziproken Werte und gemeinen Logarithmen; ferner die Faktorentafel für alle ungeraden Zahlen von 1 bis 999, endlich eine Zusammenstellung wichtiger Zahlenwerte, insbesondere der Zahlen π und e mit einigen daraus abgeleiteten Werten und dergl. mehr. Wort-Erläuterungen und ausführlich durchgerechnete Beispiele dienen zur Erhöhung der Brauchbarkeit der Tafeln.

Für die einwandfreie Zuverlässigkeit der Tafeln spricht der Umstand, daß den auch diesmal wieder vom Verlage ausgesetzten Preis von 10 R.-M. für jede erstmalig in den Tafeln aufgefundene falsche Tafelzahl seit dem Erscheinen der 5. Auflage (1907) sich niemand mehr hat erwerben können.

Wir können das vorzüglich ausgestattete, nützliche Buch allen, die mit langwierigen Zahlenrechnungen zu tun haben und sich dabei nicht einer kostspieligen Rechenmaschine bedienen wollen, auf das wärmste empfehlen. Ls.

Seeverkehrsrecht, Seestraßen- und Seehafenrecht. Ein Leitfaden für Behörden und Wirtschaft unter Verwendung amtlichen Materials und unter Mitwirkung zahlreicher, maßgebender Fachleute herausgegeben von Dr. jur. Hans-Heinrich Borchard und Dr. phil. Otto Fulst. 358 S. Berlin 1928. Carl Heymanns Verlag. Preis 15 R.-M.

Das verdienstvolle Werk füllt für die Schiffahrttreibenden und die beteiligten Behörden eine empfindliche Lücke in vortrefflicher Weise aus. Es behandelt nach dem Vorwort, der Inhaltsübersicht und den Erläuterungen der Abkürzungen, einer reichlichen Angabe des Schrifttums und der Begriffsbestimmungen und Stoffabgrenzungen den reichlichen Stoff in folgenden Abschnitten: A. Die allgemeine Organisation des Seeverkehrswesens; B. Die Schiffahrts- und Hafenabgaben; C. Die Handelsflotte; D. Reichsmarine und Seekriegsrecht; E. Der Verkehr auf den Seewasserstraßen; F. Die Handelshäfen; G. Die Reichskriegshäfen. Die meisten Abschnitte sind durch Unterteilung in Kapitel übersichtlich und klar gegliedert. Das gut ausgestattete Werk kann allen Interessenten warm empfohlen werden. F. W. Otto Schulze, Danzig.

Luegers Lexikon der gesamten Technik und ihrer Hilfswissenschaften. Herausgegeben von Oberregierungsbaurat a. D. E. Frey. 3. Aufl. V. Bd. Masse bis Schiffbau. 859 S. mit zahlreichen Abbildungen. Berlin und Leipzig 1928. Deutsche Verlagsanstalt, Stuttgart. Preis in Halbleder geb. 45 R.-M.

Die vier ersten Bände des neuen Lueger sind der Reihe nach besprochen in der „Bautechnik" 1926, Heft 25, S. 352 und Heft 40, S. 605; 1927, Heft 54, S. 801; 1928, Heft 13, S. 185. Der nunmehr erschienene V. Band bestätigt bezüglich des Inhaltes unser bisheriges günstiges Urteil über das seiner Vollendung sich nähernde große Werk, das kaum noch einer besonderen Empfehlung bedarf.

Aus den verschiedenen Fächern des Ingenieurbauwesens und den angrenzenden Fachgebieten haben besonders beachtenswerte umfangreiche Abhandlungen geliefert u. a. J. Melan (Montierung), Kübler (Oberbau und Oberbaugeräte), Mörsch (Rahmenberechnung), Klemm (Pfähle und Pfahlroste), Widmaier (Öfen für technische Zwecke), Dümmler (Öfen zum Brennen von Ziegeln usw.), Schulze (Schiffahrtkanäle), Schwaighofer (Rohrpostfernanlagen).

Wiederholt müssen allerdings beanstandet werden manche der einzelnen Stichwörtern beigegebenen Literaturverzeichnisse. Wenn auch hier und da aus geschichtlichen Gründen alte, einst bahnbrechend gewesene Werke angeführt werden müssen, so wird man doch erwarten dürfen, daß neuere Bücher mit ihrer neuesten Auflage genannt sind. Hierin aber zeigt auch der vorliegende V. Band häufig Mängel. So ist z. B. unter Pfähle (S. 416) auf Brennecke, Der Grundbau, Ausgabe 1887 verwiesen, obgleich längst eine neue, von Lohmeyer bearbeitete (4.) Auflage vorhanden ist, in der die Pfähle in durchaus neuzeitlichem Sinne ausführlich behandelt sind. Ebenso ist vom Handbuch für Eisenbetonbau, Bd. III, die 1907 erschienene erste Auflage angeführt, obwohl der Grundbau längst in Bd. III der dritten Auflage (1922) erschienen ist. Die neuere Literatur über Tragfähigkeit der Pfähle, z. B. das Buch von Dörr, ist überhaupt nicht berücksichtigt.

Bei dem Stichwort Oberbau (S. 297) hätte wohl ebenso gut wie das Foerstersche Taschenbuch auch das allbekannte Taschenbuch der „Hütte" Platz finden können. An Stelle der 1912 erschienenen zweiten Auflage des Handbuches für Eisenbetonbau (Bd. VII) hätte m. E. die 1922 herausgegebene dritte Auflage (Bd. VIII) genannt werden müssen.

Die Abbildungen sind auch in dem vorliegenden Bande des Lexikons von recht ungleicher Güte bezüglich der Herstellung; die vielen Prospektbilder (z. B. bei Meßgeräte S. 44, Motoren S. 162, Nietmaschinen S. 237, Öfen S. 304, Pressen S. 508, Richten S. 669, Metallsägen S. 768 u. a. m.) sind zu klein und deshalb recht undeutlich.

Diese Mängel können natürlich den hohen fachliterarischen Wert des Lexikons im ganzen genommen nicht erheblich beeinträchtigen. Jedenfalls darf man seine Befriedigung darüber aussprechen, daß das nützliche umfangreiche Werk schon soweit gediehen ist, und der Hoffnung Ausdruck geben, daß es durch recht baldiges Erscheinen des sechsten Bandes zu einem gedeihlichen Abschlusse gelangen wird. Ls.

Handbuch der Zementwaren- und Kunststeinindustrie. Von E. Probst, berat. Ing. B. D. C.-I. 3. Auflage. 865 S. mit 270 Abb., 80 Tabellen und 70 Tafeln. Halle a. d. S. 1928. Verlag von Carl Marhold. Preis geh. 21,50 R.-M., geb. 24,50 R.-M.

Beim ersten Durchblättern hat man Grund zu staunen über den reichen Inhalt; beschäftigt man sich dann mit dem Stoff, der in 30 großen Abteilungen verarbeitet ist, muß man uneingeschränktes Lob der klaren Übersicht und der zweckmäßigen Zusammenfassung zollen. Ein solches Werk kann nur entstehen durch planmäßigen Aufbau und fleißige Ergänzung, durch fortwährende Fühlung mit der Praxis. Mit Recht legt der Verfasser dem Werk die Eigenschaften eines Lehrbuches und Nachschlagewerkes bei.

Die Abbildungen sind durchweg gut gewählt und lassen die in früheren ähnlichen Lehrbüchern lästige Reklame glücklicherweise fehlen.

Als Beispiel für die bis ins kleinste durchgeführte Bearbeitung der einzelnen Materialien sei auf die „Farben" verwiesen; nichts ist übersehen, alle Möglichkeiten von auftauchenden Fragen bei der Verarbeitung von Zementfragen sind erwogen, besonders die Prüfung auf Eigenschaften und auf Preiswürdigkeit beim Einkauf.

Die „Betonbereitung" ist so vollkommen durchgearbeitet, daß auch nichts neues darüber angeführt werden könnte, es gibt noch keine neuere Mischmaschine heute, und bei der klaren Herausarbeitung, welche Maschine für grobes und welche für feines Material geeignet ist, kann jedermann die für sein Material passende Maschine erkennen. Über das Sortieren der Körnungen und deren Zusammenmischen wird in einer neuen Auflage nach den neuesten Erkenntnissen der Wissenschaft manches nachzutragen sein. Nicht minder umfangreich ist die „Zementrohrindustrie" wiedergegeben — von der einfachsten Handfertigung bis zu den vollkommensten Maschinen, die täglich solche Mengen von Zementröhren leisten, daß schon ein recht gutes Absatzgebiet nötig ist. Die eng damit zusammenhängende Herstellung von Masten, die dauernd den Eisen- und Holzmast verdrängen, hat in neuen Werken eine Entwicklung zum Großbetrieb entfaltet, die in diesem Teile des Buches schon angedeutet ist.

Das große Gebiet der Plattenherstellung ist gegliedert in Zementplatten kleinen Formats für Innenräume, ein- und mehrfarbig — dann in die Terrazzoplattenerzeugung, bei der wir die Mitverwendung des so wichtigen Rüttelapparates vermissen —, ferner die Granitoidplattenfabrikation, deren Entwicklung in fortschreitender Linie begriffen ist und durch behördliche Vorschriften über Eigenschaften und Güte einen Maßstab für die Beurteilung haben. — Etwas kurz ausgefallen ist das Gebiet der Stampfplattenherstellung, das einen Umfang von früher nicht geahnter Größe angenommen hat. Das Schleifen aller Plattenarten ist für eine neue Ausgabe des Werkes weit eingehender zu behandeln, weil mit diesem Problem in letzter Zeit die vielen Interessenten und besonders auch die Maschinenfabriken sich recht lebhaft beschäftigen mußten.

Bei den Kunststeinstufen ist für jede Art dieser Steine über Fabrikation, Behandlung, Art und Anwendung der Formen, Stampfverfahren, Bewehrung usw. außerordentlich viel gesagt; die behördlichen Vorschriften sind in übersichtlicher Weise wiedergegeben; es kann unmöglich mehr verlangt werden, denn über Stufen und Stufenherstellung allein wäre für sich ein ganzes Buch möglich.

Nicht weniger umfangreich, rd. 30 Seiten, sind dem eigentlichen Betonwerkstein (Kunststein) gewidmet: Formen aus allen Materialien, Rohmaterial und dessen Verarbeitung durch Hand und Maschine, durch Preßluft und elektrischen Stampfer, die Vorgänge der Verzierung der Außenflächen mit Steinmetzbearbeitung, mit Schleifen oder Polieren — dabei zahlreiche, fast zu viele Rezepte von Mischungen, alle Feinheiten und Schliche für eine genaueste Nachahmung der Natursteine werden jedem, der auf diesem Gebiet Rat und Anleitung braucht, vorzüglich nutzen. In vielen Einzelbeispielen ist auch die Anwendung des Betonwerksteins aufgeführt; zu empfehlen wäre, die alten Abbildungen durch neue zu ersetzen, damit auch der moderne Architekt wieder mehr Anregung zur Anbringung des Betonwerksteins schöpft. — Die für das Treppengeländer verwendete Abbildung erscheint uns nicht günstig gewählt. —

Für den Kunststeinfachmann und dessen vielseitiges Wissensgebiet ist gerechterweise eine Lanze gebrochen in der Zusammenfassung alles dessen, was für den Beginn und für den Betrieb einer solchen Industrie nötig ist. In diesem Arbeitsgebiete sind so viele Kapitalien und Existenzen verankert, daß durch Aufklärung, durch Vorbereitung, durch Lehrgänge und Ausbildung nicht genug getan werden kann.

In einer Folge weiterer Kapitel des Buches sind aller Art Sonderheiten und Abarten der Zementwarenindustrie aufgeführt. Die einzelne Besprechung würde den Raum, der zur Verfügung steht, weit überschreiten: Terrazzoböden — Putz und Farbputze — Mauer- und Schlackensteine — Hohlblocksteine — Asbestplatten und Steine — Kaminsteine usw., ebenso nicht unmittelbar mit den Zementwaren zusammenhängend noch Kalksandsteine, ferner Gipserzeugnisse usw.

Es liegt in der heute so rasch fortschreitenden Technik, daß ein Fachbuch, auch wenn es kaum erschienen ist, das Modernste, was wir meist als das Vollkommenste ansehen, nicht enthält; selbstverständlich gilt das auch für dieses Werk. Dazu soll eben der Fachmann, der über alles Neue auf der Höhe bleiben will, seine Fachzeitungen heranziehen, deren vornehmste Aufgabe darin besteht, das Neueste in der Fachtechnik überall bekannt zu machen.

Das Buch als Ganzes ist kaum zu übertreffen, wünschenswert wäre bei dessen neuem Durcharbeiten, die zu vielen Rezepte, Tabellen und überholten Arbeitsverfahren wegzulassen und nicht so umfassend alle Einzelheiten aufzuzählen; damit wäre sicher ein Gewinn vereinbar an Übersicht und ein geringerer Preis für den Käufer. R. B.

Handbuch der Holzkonservierung. Von Mahlke-Troschel, 2. Aufl., 434 S. mit 191 Abb. Berlin 1928. Verlag von Julius Springer. Preis 29 R.-M.

Die vorliegende zweite Auflage des im Jahre 1916 von Troschel herausgegebenen Handbuches der Holzkonservierung zergliedert den umfangreichen Stoff in drei Teile. Der erste Teil behandelt den Aufbau des Holzes, die chemische Zusammensetzung und das chemische Verhalten des Holzes, daran anschließend die Zerstörung des Holzes durch Holzschädlinge sowie das Verhalten des Holzes gegen sonstige Einflüsse. Der zweite Teil, die Konservierung des Holzes, ist gegliedert in

I. Vorbehandlung der Hölzer,
II. Konservierungsverfahren,
III. Holzimprägnierungsstoffe.

Der dritte Teil enthält eine Darstellung der Anwendungsgebiete der verschiedenen Hölzer, und zwar im Eisenbahnoberbau, im Leitungsbau, im Grubenbau, im Wasser- und Schiffbau, im Hochbau und im Straßenbau. Den Abschluß bilden Angaben über die Lebensdauer der imprägnierten Hölzer. Ein Namen- und Sachverzeichnis erleichtert die Benutzung des Werkes.

Die von anerkannten Fachleuten geschriebenen Abhandlungen geben einen umfassenden Überblick über das, was der Verbraucher über Holzbehandlung und Schutz, über Erhaltungsverfahren und Erhaltungsstoffe wissen muß. Das Buch ist mit zahlreichen Abbildungen und Tabellen vorzüglich ausgestattet, so daß es allen, die mit Holz als Baustoff zu arbeiten haben, bestens empfohlen werden kann. Schae.

Ästhetik im Brückenbau unter besonderer Berücksichtigung der Eisenbrücken. Von Dr.-Ing. Friedrich Hartmann, ord. Professor der Technischen Hochschule Wien. 148 S. mit 100 Textabbild. Leipzig und Wien 1928. Verlag von Franz Deuticke. Preis geb. 17,50 R.-M.

Dieses neuartige, recht gut ausgestattete Werk behandelt in leicht verständlicher, flüssiger Form einen Gegenstand aus dem Bauwesen, der m. E. größte Aufmerksamkeit verdient und gerade in den letzten Jahrzehnten, Jahren und Monaten — zumal bei Wettbewerben um große Rheinbrücken — eine ergiebige, die Gemüter stark bewegende Erörterung in den Kreisen von Ingenieuren und Architekten gefunden hat.

Ein solches Werk wird deshalb von allen Seiten begrüßt werden, zumal es ein Fachmann geschrieben hat, der als erfahrener, vielseitiger Ingenieur die statischen, baustoffgerechten und konstruktiven Grundlagen für die Gestaltung solcher Bauwerke beherrscht, dem also von Hause aus ein sachlicheres und reiferes Urteil über solche Bauformen als dem Architekten zusteht, der im übrigen der allgemeinen Ästhetik und Baukunst gutes Verständnis entgegenbringt.

Das Werk gibt neben einem Vorwort und Nachwort allgemeine Betrachtungen baukünstlerischer Art, es behandelt die ästhetische Wirkung bestehender Brücken, und zwar von Holz-, Massiv- und Eisenbrücken, sowie von letzteren die Vollwand- und Fachwerkbrücken, Fachwerk-Bogenträger, Fachwerk-Gelenkträger, Balkenfachwerk-Träger, schließlich die Einpassung der Brücke in das Stadt- und Landschaftsbild sowie die Hängebrücken.

Solche lediglich dem Verkehrswesen dienende, also durch einen Nutzwert ausgezeichnete Bauwerke, wie die Brücken für Straße und Eisenbahn, darf man m. E. nicht mit dem Auge des Kunsthistorikers und Malers, des Ästheten und des an antike Bauformen und Monumentalität der Steinarchitektur gewöhnten Architekten beschauen; man soll sie, frei von Tradition und Gewohnheit, vom Standpunkt eines Ingenieurs betrachten, dem Formensinn, Konstruktionsgefühl, Freude an Natur und Landschaftsbild eigen sind, der im übrigen aber gewöhnt ist, die Gestaltung solcher Bauwerke aus den praktischen Notwendigkeiten, aus Natur und Eigenart der örtlichen Verhältnisse, aus Zweck, Verkehrsbedürfnis und Baugedanken, aus Material, Statik und Konstruktion nach naturwissenschaftlichen Erkenntnissen logisch, nach seiner Erfahrung und Begabung schöpferisch zu entwickeln.

Von solchem Gesichtspunkte aus will Prof. Hartmann sein Werk wohl grundsätzlich aufgefaßt wissen. In diesem Sinne können wir ihm folgen, obwohl, wie er selbst sagt, es eine „schwierige Sache ist, über Ästhetik von Ingenieurwerken zu schreiben". Wenn nun auch betreffs des Geschmacks bei allen Menschen und Völkern immer eine Verschiedenheit der Auffassung bestehen wird, zumal der Fortschritt der Technik immer neue Bauformen schafft und man oft mit Alter und Erfahrung seine eigene Meinung korrigieren wird, so ist doch das Bestreben des Verfassers, eine gewisse Klarheit, Richtung und Logik in diese Ästhetik des Brückenbaues hineinzubringen und dem Ingenieur von Geschmack und Erfahrung zunächst allein das Wort zu geben, ein großes Verdienst, das anerkannt werden sollte.

Es werden in dem Werke die Brücken, vor allem aus Beton, Eisenbeton und Stahl, die sich durch Größe und Kühnheit der Anlage, durch ihre Stellung im Stadt- und Landschaftsbild auszeichnen, unter Hinweis auf prachtvolle Darstellungen vom Standpunkte der Baustoffverwendung, der Konstruktion, der Gestaltung, der Gliederung und des Aufbaues ebenso kritisch oder vielseitig betrachtet; es wird auch eine interessante Parallele zwischen Bogen und Balken bei den modernen Eisenbrücken, sowie zwischen Massiv- und Eisenbrücken gezogen, oft auch ein Vergleich zwischen den manchmal sehr voneinander abweichenden Auffassungen der Architekten angeführt.

Viele Fragen werden erörtert, die gerade den mit der Gestaltung solcher Brücken Beschäftigten in Anspruch zu nehmen pflegen und allgemein auch in der Literatur von manchem Ingenieur und Brückenarchitekten behandelt werden. Vielleicht hätte das vielseitige Schrifttum der Ingenieure neben dem der Architekten mehr berücksichtigt werden können.

Der kurz bemessene Raum gestattet nicht, auf den Inhalt des Werkes näher einzugehen, das einen Fortschritt und in seiner kritisch vergleichenden, aus Erfahrung und Erleben schöpfenden Erörterungsweise eine wesentliche Bereicherung unserer Literatur über Brückenbau darstellt.

Das Werk kann allen Ingenieuren und Architekten, die diese Fragen der für ein Bauwerk allgemein so wertvollen Ästhetik Interesse und Verständnis entgegenbringen, ferner den Behörden und Unternehmungen, soweit sie hiermit zu tun haben, schließlich den Lernenden und den Lehrenden zur Anregung und zum Studium, auch als Nachschlagewerk im Interesse unseres Bauwesens nur wärmstens empfohlen werden.

Dr.-Ing. Herbst.

Feststellungen über das Verhalten von Sika-Dichtungen gegenüber der Einwirkung kalkarmer oder gipshaltiger Gebirgswasser in den Tunneln der Gotthardlinie der Schweizerischen Bundesbahnen. Von Prof. Dr.-Ing. h. c. M. Roš. 17 S. u. 1 Tafel. Berlin 1928. Verlag von Julius Springer. Preis geh. 1,20 R.-M.

Es wird über die Untersuchung von Tunnelstrecken der Gotthardbahn berichtet, die anläßlich der Einführung des elektrischen Bahnbetriebes vor etwa 10 Jahren in 2,4 m breiten Streifen über den Gleisen durch Zementmörtel mit Zusatz von Sika „3" und in einzelnen Fällen von Sika „4" gedichtet worden waren. Untersucht wurde

1) die Zusammensetzung der angreifenden Gebirgswässer, die am Rande der Dichtungsstreifen nach wie vor austraten und teilweise durch ihren Kohlensäure- oder Gipsgehalt, teilweise durch ihre sehr geringe Härte auf das Mauerwerk und den Zementputz besonders nachteilig wirken mußten,
2) der Befund des Dichtungsverputzes im Tunnelscheitel nach zehnjährigem Angriff dieser Wasser. Der Befund war durchaus befriedigend.

Bemerkenswert an diesem Bericht ist die genaue Analyse der verschiedenen Gebirgswässer, insbesondere die Unterscheidung der darin enthaltenen Kohlensäure nach den verschiedenen Abarten der freien und der gebundenen Kohlensäure und die Darlegung ihrer verschiedenen Einwirkungen auf das Mauerwerk. R. F.

Experimentelle Methode der Vorausbestimmung der Gesteinstemperatur im Innern eines Gebirgsmassivs. Von Prof. Dr. K. Pressel.[1]) 68 S. mit 21 Abb. und 4 Tafeln. München 1928. Verlag von R. Oldenbourg. Preis 10 R.-M.

Beim Bau langer und hoch überlagerter Gebirgstunnel spielt die Temperatur des Gesteins auf der Linie der Tunnelachse eine wichtige Rolle, wie sich das in besonderem Maße am Simplontunnel bemerkbar gemacht hat, bei dessen Bau der Verfasser in leitender Stellung beteiligt war. Er wußte daher aus eigenster Erfahrung, welche den Arbeitsfortschritt schwer behindernden Folgen aus einer falschen Voraussage über die im Innern des Gebirges zu erwartenden Temperaturen entstehen, denn im Simplonmassiv wurden bekanntlich auf der Nordseite weit höhere Temperaturen angetroffen, als das vor Baubeginn erstattete Gutachten hatte erwarten lassen.

Der Verfasser gibt nun eine schöne und nach allen Richtungen sauber durchgearbeitete Methode an, die den Temperaturverlauf durch einen Modellversuch im voraus zu ermitteln gestattet. Allerdings sind die Worte „im voraus" nicht so zu verstehen, als ob man schon vor Beginn der Bauausführung ganz genaue Angaben machen könnte. Der Modellversuch hat aber den großen Vorzug, daß er in einwandfreier und vollkommener Weise jede noch so stark gegliederte und unregelmäßig gestaltete Form der Erdoberfläche im Tunnelgebiet berücksichtigt.

Das Versuchsverfahren benutzt den Umstand, daß bei einem stationären Wärmestrom zwischen zwei beliebigen Flächen die Temperaturverteilung durch dieselbe partielle Differentialgleichung bestimmt wird, die für den Kraftlinienverlauf und die Verteilung der Spannung in einem elektrostatischen Felde maßgebend ist. Also können die Temperaturen durch Spannungen abgebildet werden, für deren Messung im elektrostatischen Felde einfache und zuverlässige Methoden vorhanden sind. Ein Hohlmodell des Gebirgsmassivs (für den rd. 20 km langen Simplontunnel ein Gebiet von 30,3 × 11,3 km umfassend) wird in Höhenzonen geteilt, die mit Metallfolie belegt und auf solche Spannungen gebracht werden, wie sie den Bodentemperaturen der Oberfläche entsprechen. Damit ist die eine Fläche gegeben. Als gegenüberliegende Fläche wird eine Ebene verwendet, die sich in so großem Abstande vom Hohlmodell der Oberfläche befindet, daß man sie als Isothermenfläche im Innern der Erde betrachten und dementsprechend mit konstanter Spannung laden kann. Die Bodentemperaturen der Oberfläche sind bekannt, oder doch während der Vorstudien für den Tunnelbau leicht mit ausreichender Genauigkeit zu ermitteln, aber die geothermischen Tiefenstufen sind erfahrungsgemäß von Ort zu Ort recht verschieden. Der Verfasser gibt für das Gebiet des Simplontunnels 32,78, für den Gotthard 46,14 m/Grad C an. Um für eine vorläufige Prognose erster Annäherung die Unterlagen zu schaffen, wird die Herstellung einiger tiefer Bohrlöcher empfohlen, zwecks genauer Temperaturmessungen in diesen während der Zeit der Vorstudien. Verbesserte Zahlen zur Auswertung des Modellversuches bringt dann der Stollenvortrieb selber. Je weiter er in das Innere des Gebirges vordringt, um so schärfer wird die Berechnung auf Grund der vor Ort gemessenen Gesteinstemperaturen.

Die vom Verfasser ausgeführten Messungen an Modellen des Simplon- und des Gotthard-Massivs zeigen, daß die Vorausbestimmung der höchsten zu erwartenden Gesteinstemperaturen aus den beim Auffahren der ersten Kilometer tatsächlich angetroffenen Temperaturen mit guter Annäherung möglich ist. Der Vergleich mit der geologischen Beschaffenheit des Gebirges und mit den auf der ganzen Tunnellänge vorgefundenen ursprünglichen Gesteinstemperaturen gestattet interessante Schlüsse auf den Einfluß der Lagerungsverhältnisse der Gesteinschichten und insbesondere auf den Einfluß von Wasseradern. Es wird unwiderleglich nachgewiesen, daß zum mindesten in den Gebieten hoher Überlagerung jede vom Tunnelbau erschlossene Quelle in ihrer Umgebung die Gesteinstemperatur herabsetzt gegenüber derjenigen Temperatur, die man im homogenen trockenen und allseitig gleich gut wärmeleitenden Gebirge zu erwarten gehabt hätte.

Das einzige, was ich beim Studium der gut ausgestatteten Arbeit bedauert habe, ist das Fehlen von topographischen Karten der beiden untersuchten Gebiete. Solche Karten in 1 : 75000 als Ergänzung der Längsschnitte, Tafel II und III, hätten den Wert des Modellversuches der Anschauung noch viel näher gebracht und dem Leser ein Gefühl für den durch des Verfassers elektrische Methode ziffernmäßig festgestellten Einfluß der neben der Ebene des senkrechten Schnittes liegenden Gebiete vermittelt.

Sehr bemerkenswert ist auch die in einem Anhange beschriebene äußerst elegante Konstruktion eines neuen Kurvenmessers, der nach den Angaben des Verfassers von der bekannten Firma Clemens Riefler ausgeführt wird. Dr. F. Heerwagen.

Kommentar zur Eisenbahnbau- und Betriebsordnung vom 17. Juli 1928. Von Geh. Baurat F. Besser, Ministerialrat im Reichsverkehrsministerium. Mit vollständigem Text und Anlagen sowie 13 Beilagen. Berlin 1928. Verlag der Verkehrswissenschaftlichen Lehrmittel-Gesellschaft m. b. H. bei der Deutschen Reichsbahn. Preis geb. 6,50 R.-M.

Der Neubearbeitung der Bau- und Betriebsordnung ist bald ein Kommentar gefolgt, der durch seine klaren und gründlichen Ausführungen eine wertvolle Bereicherung der Eisenbahnliteratur darstellt. Eine Reihe von Bestimmungen der bisherigen B.O. ist durch die Neubearbeitung den heutigen Verhältnissen entsprechend wesentlich geändert und ergänzt worden. Ausführliche Erläuterungen waren daher besonders willkommen. Der Verfasser, der durch seine Tätigkeit im Reichsverkehrsministerium besonders für diese Bearbeitung berufen ist, hat durch den Kommentar ein unentbehrliches Hilfsmittel für die Auslegung der B.O. geschaffen und sich dadurch die Fachwelt zu besonderem Danke verpflichtet.

Der erste Abschnitt „Allgemeine Vorbemerkungen" bringt Erläuterungen über die Einteilung der Bahnen, den Begriff „Eisenbahnen des allgemeinen Verkehrs" sowie den kurzen Inhalt der zwischenstaatlichen Bestimmungen, die die B.O. ergänzen, ferner die Verordnung der Reichsregierung über die Einführung der neuen B.O.

Die Einteilung des eigentlichen Kommentars ist durch diejenige der B.O. in die Abschnitte: 1. Allgemeines, 2. Bahnanlagen, 3. Fahrzeuge, 4. Betrieb, 5. Bahnpolizei und 6. Bestimmungen für das Publikum gegeben. Der Kommentar ist so aufgebaut, daß dem Wortlaute der einzelnen Paragraphen in größerem Druck die Erläuterungen in kleinerer Schrift unmittelbar folgen und die Abweichungen von dem früheren Wortlaute in Fettdruck gekennzeichnet sind, so daß schon durch die äußere Form eine gute Übersichtlichkeit und ein schnelles Zurechtfinden erzielt wird.

Der Abschnitt „Bahnanlagen" enthält u. a. insbesondere die Erklärungen und eine übersichtliche Zusammenstellung der neuen Begriffe: Bahnhof — Abzweigstellen — Anschlußstellen usw. sowie die neuen Profile des lichten Raumes[1]), gleichzeitig mit alten und neuen Maßen.

Eine übersichtliche Zusammenstellung über die Prüfung von Fahrgestellen und Dampfkesseln sowie über die Untersuchungsfristen für Wagen sei im Abschnitt „Fahrzeuge" anerkennend erwähnt.

Die seit Einführung der Kunze-Knorr-Bremse angewendete Berechnung der Ausrüstung der Züge mit Bremsen nach dem abgebremsten Zuggewicht und nicht nach der Achszahl, insbesondere die Erklärung des Begriffes „Bremswert" wird in äußerst klarer Weise in ihren Grundzügen in dem Abschnitt „Betrieb" neben anderen wertvollen Erläuterungen behandelt.

Durch eine Reihe zeichnerischer Darstellungen am Schlusse des Buches werden die Ausführungen in anschaulicher Weise ergänzt.

Die Ausstattung des Buches ist gediegen. Der Kommentar dürfte nicht nur den Eisenbahnern, sondern auch den Kreisen der Industrie, die mit der Eisenbahn in Beziehung stehen, ein wertvoller Ratgeber sein und wird sicherlich die verdiente weiteste Verbreitung finden.

Prof. W. Müller, Dresden.

Deutscher Reichspost-Kalender 1929. Herausgegeben mit Unterstützung des Reichspostministeriums. Leipzig, Konkordia-Verlag. Preis 4 R.-M.

Dem Beispiele der Reichsbahn-Gesellschaft folgend, hat auch die Deutsche Reichspost einen Abreißkalender erscheinen lassen. An den einzelnen Tagen sind wichtige Ereignisse aus der Geschichte der Reichspost vermerkt. Zahlreiche Lichtbilder zeigen, durch erläuternde Bemerkungen unterstützt, einen Ausschnitt aus den verschiedenen wesentlichsten Arbeitsgebieten der Postverwaltung. Zeichnerische Darstellungen und Zahlenangaben sollen in leicht verständlicher Form die Kenntnisse über den umfassenden Wirkungsbereich der Reichspost fördern. Außerdem ist eine große Anzahl von Hinweisen zur zweckmäßigen Benutzung der Posteinrichtungen eingefügt. Am Schluß ist eine Übersicht über die zurzeit gültigen Gebühren beigegeben.

Der Deutsche Reichspost-Kalender wird wegen seines Inhaltes und der ansprechenden Form sicher viele Freunde finden. Dr.-Ing. Roll.

[1]) Während der Bericht im Druck war, verstorben am 20. Januar 1929 (vergl. „Die Bautechnik" 1929, Heft 5, S. 75).

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1928, Heft 18, 27 u. 29.

Graphische Kinematik und Kinetostatik des starren räumlichen Systems. Von Dr.-Ing. Karl Federhofer, ord. Prof. a. d. Technischen Hochschule Graz. 81 S. mit 48 Abb. u. 5 Taf. Berlin 1928. Verlag von Julius Springer. Preis 9,90 R.-M.

Das von B. Mayor, R. v. Mises und von Prager beschriebene Verfahren, Raumvektoren in einer Ebene abzubilden und somit Probleme der Raumstatik auf ebene Probleme zurückzuführen, verwendet der Verfasser für die Entwicklung einer graphischen Kinematik und Kinetostatik des räumlichen Systems.

Dieses Verfahren ermöglicht ihm, in kurzer und übersichtlicher Weise die zeichnerische Ermittlung von Geschwindigkeiten und Beschleunigungen eines im Raum frei beweglichen und eines zwangläufig geführten Körpers, ferner die Lösung der Aufgabe, bei gegebenem Geschwindigkeitszustande das Beschleunigungssystem der zwangläufigen Bewegung zu ermitteln und die Führungsreaktionen zu konstruieren, wobei er sich bei letzterer Aufgabe eines gemischt graphisch-analytischen Verfahrens bedient.

Die Arbeit schafft eine Grundlage zu einer umfassenden zeichnerischen Darstellung der räumlichen Kinematik. Dr.-Ing. Kirchhoff.

Knicknomogramm für den Eisenbau. Unmittelbare Feinablesung der erforderlichen Druckstabprofile ohne Zwischenrechnungen. Sammlung mit vier Netztafeln und einem Zellhorn-Kurvenblatt. Von Prof. Dr.-Ing. G. Unold, Chemnitz. Geislingen-Steige (Württ.) 1928. N. B. W.-Verlag. Preis 13,50 R.-M.

In der vorliegenden Fassung haben die bekannten Unoldschen nomographischen Tafeln eine außerordentlich praktische und günstige Form erreicht, die kaum übertroffen werden dürfte. Die Hilfsmittel sind: eine Tafel für Winkelprofile, eine zweite für I- und ⊏-Profile, die dritte und vierte für Profile, deren F und i aus Tabellenwerken bekannt sind bzw. deren F und k aus den wertvollen Tabellen des Erläuterungsheftes entnommen werden können; dazu ein Zellhorn-Deckblatt mit in schwarzer Farbe eingetragenen Spannungslinien, zwei Teilungen und drei geteilten Kurven. Für jede zulässige Spannung, z. B. auch für Krangerüste und Gittermasten, kann — gegebenenfalls nach leichter Umrechnung — dasselbe Deckblatt benutzt werden. Die Benutzung ist außerordentlich einfach, übersichtlich und zeitsparend.

Wenn nachstehend kurze Kritik geübt wird, so soll diese die Vorzüge der Tafeln nicht wesentlich beeinträchtigen:

1. In den Tafeln steht für die Kraft P, während im Erläuterungsbericht S gebraucht ist.
2. Es dürfte sich empfehlen, an die „Grundlinien" auf den Netzblättern des Winkel- und Trägernetzes ebenfalls (wie auf den anderen Tafeln) „Grundlinien" anzuschreiben.
3. Auf S. 6 der Erläuterungen ist der Absatz: „Da die S-Zahlen gleichzeitig die Profilquerschnitte F angeben ..." für einen Nomographie-Unkundigen nicht ganz klar und daher irreführend.
4. Daß man λ ablesen kann, ist sehr wertvoll; leider ist dies mit praktischen Schwierigkeiten verknüpft und wird ungenau.
5. Auf S. 7 Abs. 1 hieße es deutlicher statt der „obere" Punkt von Profil 90: der „linke".
6. Die F—k- und F—i-Netze sind drucktechnisch leider nicht so sauber, wie es erwünscht wäre. Hier liegt für alle nomographischen Tafeln eine nur mit nicht vertretbaren Mitteln überwindbare Schranke. Auch der Umstand, daß Zellhorn mit der Temperatur arbeitet und daß die Skalenstriche bzw. Linien auf dem Zellhornblatt bis zu 2 mm Dicke aufweisen (!) (wird die Schwärzung haltbar sein?), wird sich beim Gebrauch dieser Tafeln in Ungenauigkeiten im Ergebnis zuweilen fühlbar machen. — Es bleibt bei allem Lob der Eindruck, daß es im allgemeinen praktischer und billiger ist (Preis der Unold-Tafeln 13,50 R.-M.!), sich nur mit den einfachsten nomographischen Hilfsmitteln zu begnügen. Im übrigen wäre es sehr erwünscht gewesen, wenn in dem Erläuterungsheft die Konstruktion der Tafeln auch nomographisch eingehend erläutert worden wäre. Eisner.

Bericht über die Arbeiten der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau 1924—1928. 140 S. Berlin 1928. Verlag der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau.

Ein Rechenschaftsbericht über eine erfolgreiche vierjährige Tätigkeit! Es werden über die Aufgaben der Stufa, ihre Organisation, die Satzungen, die Arbeitsausschüsse und über die Mitgliedschaft Angaben gemacht, die erkennen lassen, wie stark die Stufa in der deutschen Wirtschaft und den Verwaltungen verankert ist. Der II. Abschnitt behandelt die bisherigen Leistungen der Arbeitsausschüsse. Durch Aufzählungen und Kartenmaterial wird der Nachweis erbracht, daß sehr durchgreifende Vorschläge für das deutsche Kraftwagennetz bereits gemacht sind. Die neuen Vereinbarungen über die Regelquerschnitte der Straßeneinteilungen sind gleichfalls abgedruckt. In der Schrift sind außerdem die Ergebnisse der Arbeitsausschüsse über Konstruktion und Material. Im Anhang sind die einzelnen Merkblätter für Steinstraßen, Asphalt- und Teerstraßen, Betonstraßen und für wissenschaftliche und praktische Straßenbauforschung abgedruckt. Die Zusammenfassung der bisher geleisteten Arbeit in einem Bande ist zu begrüßen und für den Straßenbaufachmann, wie für jeden am Automobilstraßenbau Beteiligten von Wert. Es kann als Handbuch empfohlen werden. Dr. Neumann.

Potenz- und Wurzeltafeln. Von Direktor R. Bachheimer. Leipzig und Wien 1928. Verlag von Franz Deuticke. Preis geh. 1 R.-M.

Die kleine Schrift enthält die u. a. aus dem Taschenbuche der „Hütte" bekannten Tafeln über Quadrate, dritte Potenzen, Wurzeln, Kreisumfänge und Kreisinhalte für die Zahlen 1 bis 1000, ergänzt durch Zahlenbeispiele für ihre Benutzung, sowie Zusammenstellungen über die spezifischen Gewichte wichtiger Stoffe. Ferner sind Tafeln für die Aufzinsungs-, Abzinsungs-, Rentenendwert-, Rentenbarwert- und Annuitätenfaktoren für $2^1/_2$ bis $7\,^0/_0$ zusammengestellt. Auch diese Tabellen werden durch Beispiele in ihrer Anwendung vorgeführt. Ein besonderer Vorzug der kleinen Zusammenstellung ist der außerordentlich klare Druck der Tafeln. S.

Probleme des Betonstraßenbaues. Von Prof. Dr.-Ing. Probst und Dr.-Ing. Brandt. 284 S. Charlottenburg 2, 1928. Zementverlag. Preis 12 R.-M.

Bericht über die mit Mitteln des Reichsverkehrsministers, des Deutschen Zementbundes und des Süddeutschen Zementverbandes ausgeführte Forschungsarbeit an Betonstraßen. Die Arbeit behandelt die Materialfrage, die Anordnung der Fugen und das Studium der Rissebildung und die Untersuchungen an einer verlegten Straße. Die Materialuntersuchung befaßt sich eingehend mit der Verschleißfestigkeit unter verschiedenen Bedingungen, z. B. Behandlung der Betonkörper mit Natriumsilikat und Kalziumchlorid, über kapillare Saugfähigkeit und Verdunstungsvorgänge.

Es wird dann weiter über Beobachtungen an einer 176 m langen Versuchstraße auf dem Gelände der Technischen Hochschule Karlsruhe berichtet, die auf Grund der Laboratoriumerfahrungen in einzelnen Abschnitten, die sich in Einzelheiten unterscheiden, angelegt worden ist. Sehr bemerkenswerte Ergebnisse über das Schwinden und Dehnen, sowie über Fugenanordnung werden mitgeteilt. Während die Versuchstraße auf der Hochschule ohne Verkehr geblieben war, wird dann noch über Beobachtungen an einer 138 m langen städt. Straße in Beton berichtet und außerdem noch eine Abhandlung über Rissebildung angefügt.

Die Schrift enthält sehr wertvolle Fingerzeige für die richtige Ausführung der Betonstraßen und verdient daher die allergrößte Beachtung. Dr. Neumann.

Spannungskurven in rechteckigen und keilförmigen Trägern. Von Akira Miura, Prof. a. d. kaiserlichen Universität Kioto. Berlin 1928. Verlag von Julius Springer. Preis 11 R.-M., geb. 12,50 R.-M.

Der Verfasser behandelt im ersten Teil des Buches die genaue Spannungstheorie im homogenen elastischen Balken, sowohl im eingespannten wie auch im Balken auf zwei Stützen, und geht auf die durch Anwendung der Hooke-Bernoullischen Theorie entstandenen Fehler ein. Im besonderen beschäftigt er sich mit den örtlichen Störungen der Spannungsverteilung, d. h. mit der Spannungsverteilung in der Nähe der Belastungs- und Stützpunkte, wo sie von der nach der gewöhnlichen Theorie ermittelten Verteilung nicht unerheblich abweicht.

Im zweiten Teil belegt und ergänzt er die theoretischen Ausführungen durch Spannungsermittlung am durchsichtigen Modellbalken, an dem er die Hauptspannungsrichtung und Hauptspannungsgröße bei polarisiertem Licht zwischen gekreuzten Nikols bestimmt. Zum Schluß wird eine Anzahl früherer ähnlicher Versuche besprochen.

Die Schrift wird für den, der auf diesem Gebiete arbeitet, zweifellos von Interesse sein. Dr.-Ing. Kirchhoff.

Technik voran! Jahrbuch mit Kalender für die Jugend, 1929. Herausgeber: Deutscher Ausschuß für technisches Schulwesen und Reichsbund deutscher Technik. 224 S. Berlin 1929. Preis 0,95 R.-M.

Der bekannte Jugendkalender, diesmal vom Deutschen Ausschuß für technisches Schulwesen herausgegeben, liegt in neuer Bearbeitung vor. Er enthält recht nette Aufsätze, die den gewollten Zweck durchaus erfüllen und bestens geeignet sind, bei unserer heranwachsenden Jugend Sinn und Verständnis für die Technik zu wecken. In einem einleitenden Aufsatz wird mit Recht darauf hingewiesen, daß die Schule die Werte der Vergangenheit wohl zu pflegen habe, aber doch nur so weit, als diese Werte geeignet sind, Gegenwartsmenschen zu formen. Der Kalender solle keine technischen Einzelkenntnisse vermitteln, sondern solle Menschen der Gegenwart erziehen, die die Technik zu begreifen verstehen und liebgewinnen. Dem trefflich ausgestatteten Büchlein ist weiteste Verbreitung zu wünschen. Vielleicht könnte beim neuen Jahrgang die Zusammenstellung der technischen Schulen (Seite 199) durch Mitberücksichtigung der bautechnischen Lehranstalten ergänzt werden, zumal verschiedene Aufsätze des Kalenders bautechnischen Inhalts sind. C. Kersten.

Deutscher Reichsbahn-Kalender 1929. Herausgegeben vom Reichsbahn-Direktor Dr.-Ing. Dr. rer. pol. Hans Baumann. Leipzig 1929. Konkordia-Verlag. Preis 4 R.-M.

Der zum drittenmal erschienene Kalender, der seinen beiden Vorgängern an Inhalt und Ausstattung durchaus ebenbürtig ist,[1]) führt uns auf 160 sorgfältig ausgewählten und durchdachten Abreißblättern vor allem in die Zusammenhänge zwischen Reichsbahn und Volk. Da täglich mehr als fünf Millionen Menschen die Reichsbahn benutzen, so begegnet sie in allen Volksschichten starkem Interesse. Der Volksbedeutung jedes Bezirks der 30 Reichsbahndirektionen ist je ein Blatt gewidmet. Andere Blätter führen uns durch die deutschen Lande; immer neue Schönheiten unseres Vaterlandes zeigt der Kalender, über alte Geschichte, über Kultur und den Fortschritt der Zivilisation gibt er gleichsam spielend Aufschluß.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1928, Heft 13, S. 190.

Auch wer Näheres über die Technik des Betriebes und Verkehrs erfahren will, wer wissen will, wie man am billigsten und zweckmäßigsten die Eisenbahn unter Berücksichtigung der bestehenden Vergünstigungen benutzt, der kommt beim Durchblättern des Kalenders auf seine Rechnung.

Zahlreiche Bilder zeigen die hübschen Bauten deutscher Bahnhöfe, man erkennt, wie bei ihnen die Verwaltung mit geringem Kostenaufwande der Eigenart der verschiedenen deutschen Landesteile gerecht zu werden bestrebt ist. Auch die Brücken sieht man dem Landschaftsbilde angepaßt, und im Schmuck von Bäumen und Blumen zeigen manche Bahnstrecken unsere Liebe zur Natur.

Endlich findet sich der Zusammenhang der Reichsbahn mit der Wirtschaft bildlich dargestellt. Die enge Verknüpfung zwischen Erzeugung und Verbrauch spiegelt sich wider in dem starken Güterverkehr, und die häufig wiederkehrenden Blätter „Reichsbahn und Wirtschaft" führen besonders bemerkenswerte Vorgänge auf diesem Gebiete vor Augen.

Der Reichsbahn-Kalender ist hiernach ein in seiner Art vortreffliches Werk, das der Beachtung und der Benutzung durch weite Volkskreise würdig erscheint. L.

Eingegangene Bücher.

Leitsätze für das Verfahren bei Aufstellung der Unfallstatistik für Beton- und Eisenbetonbauten mit Verzeichnis der Sachverständigen für die Unfallstatistik über Beton- und Eisenbetonbauten. Herausgegeben vom Deutschen Ausschuß für Eisenbeton. 2. berichtigte Auflage. Berlin 1928. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis 0,60 R.-M.

Sammlung Göschen 997. **Stein- und Betonbrücken.** Von Dipl.-Ing. E. Richter. 108 S. mit 41 Abb. Berlin und Leipzig 1928. Walter de Gruyter & Co. Preis Lbd. 1,50 R.-M.

Wärmetechnik im Schmiede-, Glüh- und Härtereibetrieb. Von Dr.-Ing. F. Böhm. 106 S. mit 40 Abb. und 2 Zusammenstellungen. Berlin 1928. Verlag der Verkehrswissenschaftlichen Lehrmittelgesellschaft m. b. H. Preis 5 R.-M.

Unfallverhütungskalender 1929. Unfallverhütungsbild G. m. b. H. beim Verband der Deutschen Berufsgenossenschaften. 64 S. mit Abb. Berlin 1929. Verlag H. A. Braun & Co. Preis 0,15 R.-M.

Augen auf! Das Büchlein für Unfallverhütung für jung und alt. Herausgegeben vom Verband der Deutschen Berufsgenossenschaften in Verbindung mit der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft und der Deutschen Schul-Verkehrswacht durch Dr.-Ing. Werner Lindner und Eva Lindner. 64 S. mit Abb. Berlin 1929. Verlagsanstalt H. A. Braun & Co. Preis 0,15 R.-M.

Landwirtschaftliche Unfallverhütung. Das Büchlein zum Wohle und Nutzen der Deutschen Landwirtschaft. 1. Ausgabe. Herausgegeben vom Verband der deutschen landwirtschaftlichen Berufsgenossenschaften in Kassel. 64 S. mit Abb. Berlin 1929. Verlag H. A. Braun & Co. Preis 0,15 R.-M.

Die Elemente der Differential- und Integralrechnung. Von Prof. Dr. K. Düsing. 9. verbesserte Auflage von Prof. Ernst Wilde. VIII, 118 S. mit zahlreichen Beispielen aus der techn. Mechanik von Baurat Dipl.-Ing. E. Preger, sowie vielen Übungen und 89 Abb. Leipzig 1929. Dr. Max Jänecke, Verlagsbuchhandlung. Preis 3,60 R.-M.

Vormerkbuch 1929 der Vedag, Vereinigte Dachpappen Fabriken A.-G., Charlottenburg.

Contributiune pentru Studiul. Refacerei Soselelor si Strazilor Oraselor. Pavajul Mozaic (Kleinpflaster). Von Ing. J. Andriescu-Cale. 46 S. mit 6 Abb. und 1 Tafel. Jasi 1928. Tipografia H. Goldner.

Schweiz. Verband für die Materialprüfungen der Technik, Bericht Nr. 8. Diskussionsbericht Nr. 26 der Eidg. Materialprüfungsanstalt. **Das Aluminium und seine Legierungen.** 31 S. mit 35 Abb. Zürich, Dezember 1927.

Eidg. Materialprüfungsanstalt der E. T. H. in Zürich. Bericht Nr. 33. **Studie über die Entgasung verschiedener Steinkohlentypen.** Von P. Schläpfer und H. Ruf. 59 S. mit 18 Abb. Zürich 1928. Fachschriften-Verlag und Buchdruckerei A.-G.

Die Entwürfe für weitgespannte Gewölbe bei dem Wettbewerb Moselbrücke Koblenz. Von Professor H. Spangenberg. 20 S. mit 36 Abb. Berlin 1928. Verlag von Julius Springer. Preis 2 R.-M.

Deutsche Baukunst der Gegenwart. **Bauten der Arbeit und des Verkehrs.** Von Walter Müller-Wulckow. Neue, erweiterte Ausgabe 1929. 119 S. mit über 100 Bildseiten. Königstein im Taunus und Leipzig 1929. Karl Robert Langewiesche. Preis 3,30 R.-M.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: die Reichsbahnoberräte Max Pfeiffer, Vorstand der Betriebsdirektion Leipzig 1, als Dezernent zur R. B. D. Dresden, und Poppe, Vorstand des Bauamts Leipzig 1, zur R. B. D. Dresden, die Reichsbahnräte Donath, Vorstand des Bauamts Leipzig 2, Zimmer, bisher bei der Betriebsdirektion Zwickau (Sa.), Weiß, bisher beim Neubauamt Meißen, und Dr.-Ing. Wesser, bisher beim Neubauamt Zwickau (Sa.), zur R. B. D. Dresden, Knöfel, Vorstand des Bauamts Chemnitz 2, als Vorstand zum Neubauamt Ebersbach (Sa.), Welte, Vorstand des Bauamts Greiz (Thür.), zum Neubauamt Glauchau, Heckel, bisher bei der Betriebsdirektion Zwickau (Sa.), zum Neubauamt Dresden-Altstadt und Kraner, Vorstand des Neubauamts Glashütte (Sa.), zum Neubauamt Zwickau (Sa.).

Überwiesen: die Reichsbahnoberräte Lauenstein, bisher bei der Betriebsdirektion Dresden 1, und Bernhard Lehmann, Vorstand des Brückenbureaus, als Dezernenten zur R. B. D. Dresden, Fochtmann, Vorstand des Entwurfbureaus, Heinig, Vorstand des Maschinentechnischen Bureaus, Scherffig, Vorstand des Betriebsmaschinenbureaus, und Besser, Vorstand des Elektrotechnischen Bureaus, zur R. B. D. Dresden, die Reichsbahnräte Karl Fröhlich, Vorstand der Psychotechnischen Versuchsstelle, Döhlert, Vorstand des Oberbaubureaus, Zosel, bisher beim Brückenbureau, Dr.-Ing. Pfaff und Elterlich sowie der Reichsbahnbaumeister Seltmann, bisher beim Elektrotechnischen Bureau, zur R. B. D. Dresden, Reichsbahnrat Friedrich Müller, bisher beim Maschinentechnischen Bureau, zum Abnahmeamt Dresden, die Reichsbahnamtmänner Knöfler, bisher im Hauptbureau, als Vorstand zum Bautechnischen Bureau, Krake, bisher im Hauptbureau, zum Bautechnischen Bureau und Wilfert, bisher im Hauptbureau, zum Sozialbureau.

Preußen. Der Regierungsbaumeister (W.) Jurisch (beurl. zum preußischen Ministerium für Handel und Gewerbe) ist zum Regierungsbaurat ernannt und als solcher planmäßig angestellt worden.

Versetzt sind: die Regierungsbauräte (W.) Danneel vom Wasserbauamt in Labiau an das Wasserbauamt in Torgau, Maaske von Anderten (Wasserbauamt II in Hannover) an das Kanalbauamt in Braunschweig.

Unter Wiederaufnahme in den Staatsdienst sind überwiesen worden: die Regierungsbaumeister (W.) Feyerabend dem Wasserbauamt in Kiel, Deichsel dem Hafenbauamt in Swinemünde.

Bayern. Im Namen der Regierung des Freistaates Bayern ist verliehen: der Titel und Rang eines Oberregierungsrates dem Regierungsbaurat I. Kl. Otto Stängl im Staatsministerium des Innern, dem Regierungsbaurat I. Kl. mit dem Titel eines Oberbauamtmannes Emil Schmitt bei der Landesstelle für Gewässerkunde; — der Titel eines Oberregierungsrates den Regierungsbauräten I. Kl. mit dem Titel eines Oberbauamtmanns Alois Steichele bei der Regierung von Oberbayern, Richard Sachsperger bei der Regierung von Schwaben und Neuburg; dem Regierungsbaurat I. Kl. Karl Köppel bei der Regierung von Oberfranken; — der Titel und Rang eines Oberregierungsbaurates den Oberbauamtmännern Hugo Rich, Vorstand des Kulturbauamtes Regensburg, Ernst Goetz, Vorstand des Kulturbauamtes Donauwörth; — der Titel und Rang eines Regierungsbaurates I. Kl. den Regierungsbauräten Heinrich Klein, zurzeit verwendet im Staatsministerium des Innern, Adolf Ungerer, zurzeit beurlaubt zur Rhein-Main-Donau A.-G., Karl Hetzel beim Neubauamt Regensburg für den Ausbau der Großschiffahrtstraße Rhein—Main—Donau, Emil Salisko, Vorstand des Hafenamtes Regensburg, Friedrich Peisl im Staatsministerium des Innern, dem Bauamtmann Karl Kinkelin, zurzeit beurlaubt zum Staatsministerium des Äußern, als Vorstand der bayerischen Landesauftragstelle; — der Titel und Rang eines Oberbauamtmannes den Bauamtmännern Karl Badberger beim Landbauamt München, Joseph Schäffer beim Landbauamt Kaiserslautern, Friedrich Ruoff beim Straßen- und Flußbauamt Traunstein, Karl von Enhuber beim Straßen- und Flußbauamt Weilheim, Heinrich Bäuchle beim Straßen- und Flußbauamt Ansbach, Wilhelm Laar beim Straßen- und Flußbauamt Kempten, Hugo Grassl beim Straßen- und Flußbauamt Speyer, Eduard Hofer beim Straßen- und Flußbauamt Rosenheim, Karl Mundbrod beim Kulturbauamt Ansbach, Hermann Mößner beim Kulturbauamt Nürnberg, Paul Spalke beim Kulturbauamt Regensburg, Paul Schmidt beim Kulturbauamt München, Ludwig Forthuber beim Kulturbauamt Günzburg, Ludwig Ostermünchner beim Kulturbauamt Ingolstadt, Heinrich Gotthelf Mayer beim Kulturbauamt Würzburg, Fritz Steinlein beim Kulturbauamt München, Hans Ruhwandl beim Kulturbauamt Nürnberg, Johann Stahlschmidt beim Kulturbauamt Kempten; — der Titel und Rang eines Regierungsbaurates dem Bauassessor Ludwig Wambsganz bei der Regierung von Mittelfranken; — der Titel und Rang eines Bauamtmannes den Bauassessoren Georg Reinhardt beim Landbauamt Speyer, Dr.-Ing. Otto Syffert beim Straßen- und Flußbauamt Kronach, Rudolf Lattermann beim Straßen- und Flußbauamt Simbach, Eduard Schönleben beim Straßen- und Flußbauamt Deggendorf, Leonhard Gsundbrunn beim Straßen- uud Flußbauamt Regensburg.

Hamburg. Der Senat hat den Regierungsbaumeister Karl Dörr und die Dipl.-Ing. Hans Kauke, Richard Tüngel und Dr.-Ing. Arved Bolle auf den 1. Oktober 1928 und den Dipl.-Ing. Hans Horn auf den 1. März 1929 zu Bauräten bei der Baubehörde ernannt.

Der Senat hat den Gewerberat Dr.-Ing. Henry Struve und den Dipl.-Ing. Friedrich Lütgens zu Bauräten bei der Baubehörde ernannt.

Der Senat hat auf den 1. Oktober 1928 den Baurat Walter Böttcher zum Oberbaurat und den Dipl.-Ing. Erich Pauly zum Baurat bei der Deputation für Handel, Schiffahrt und Gewerbe ernannt.

INHALT: Bücherschau. — Eingegangene Bücher. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

7. Jahrgang | BERLIN, 15. März 1929 | Heft 12

Alle Rechte vorbehalten.

Die Untergrundbahn Omoniaplatz—Attiki in Athen.

Von Dr.-Ing. **A. Durchholz**, Berlin-Siemensstadt.

Die Griechische Elektrische Eisenbahngesellschaft hat im September 1927 mit dem Bau einer unterirdischen Bahn vom Omoniaplatz bis zum Bahnhof Attiki mit einer Gesamtlänge von rd. 2400 m begonnen. Diese Bahn entspricht in bautechnischer Hinsicht den Untergrundbahnen in Berlin und Hamburg.

Vom verkehrstechnischen Standpunkte betrachtet, hat sie nicht die Bedeutung einer Stadtschnellbahn nach Berliner oder Hamburger Muster. Als Durchmesserbahn soll sie eine unmittelbare Verbindung zwischen der Piräus- und Kiphissia-Linie schaffen. Ein besonderer Vorteil liegt darin, daß der städtische Verkehrsmittelpunkt Omoniaplatz berührt wird. Außerdem bedeutet die neue Bahn eine wesentliche Verkehrsverbesserung zwischen den südlichen und nördlichen Stadtteilen von Athen (Abb. 1).

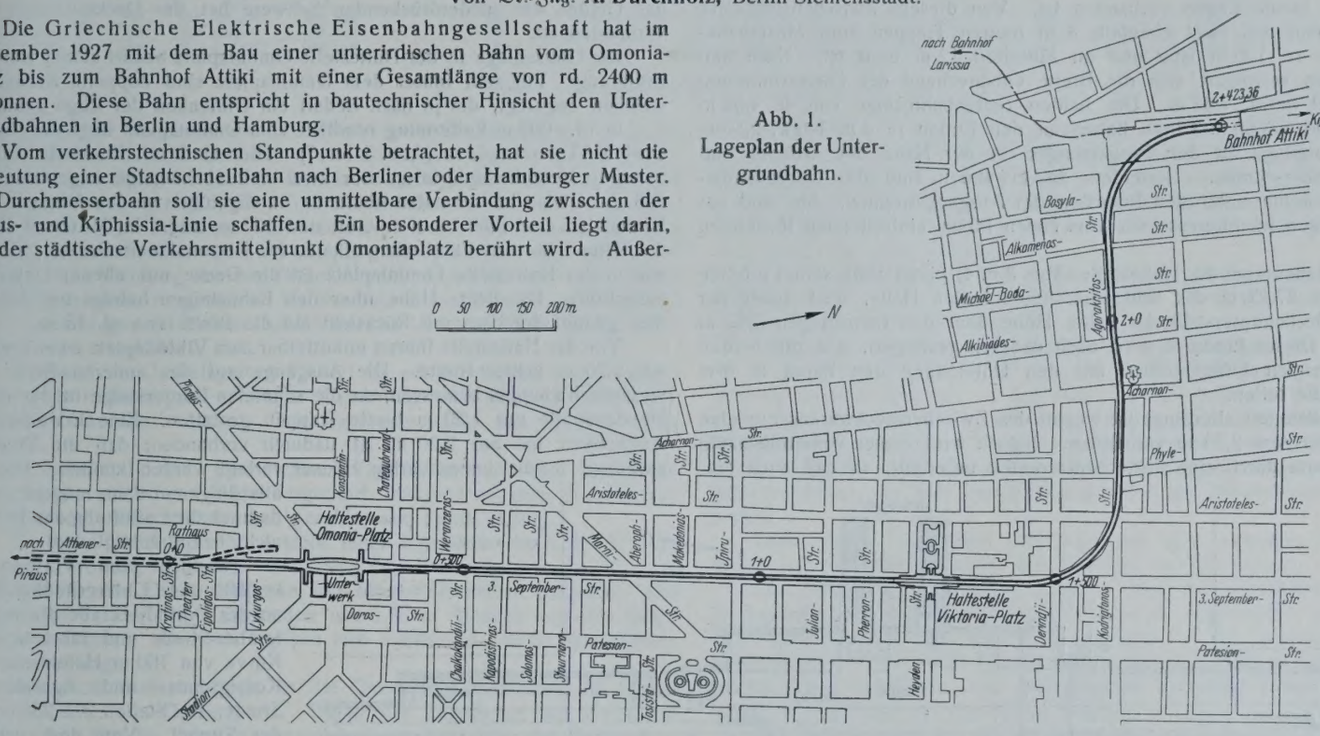


Abb. 1. Lageplan der Untergrundbahn.

Bisher führte eine Dampfbahn, die beim Bahnhof Attiki von der Kiphissia-Linie abzweigte, durch die Agorakriton- und 3.-September-Straße zum Laurionplatz. Neben vielfacher Rauchbelästigung der Anwohner war diese Straßen-Dampfbahn eine ständig größer werdende Gefahr und Behinderung des wachsenden Straßenverkehrs.

Zu Beginn 1928 wurde die Dampfbahn stillgelegt. Die neue Untergrundbahn wird die angeführten Nachteile der Straßenbahn vermeiden und außerdem eine bessere Beförderungsmöglichkeit bieten.

Die Linienführung der zweigleisig ausgebildeten Untergrundbahn geht aus Abb. 1 hervor. In der Athener Straße schließt sie an die bestehende Piräusbahn an, die bereits elektrisch betrieben wird und vom Südende der Athener Straße ab in einem unterirdischen, gewölbten Tunnel verläuft.

Der alte Omoniabahnhof wird umgebaut, um später als Abstellbahnhof zu dienen. Außerdem ist an der Theaterseite ein besonderes Abstellgleis zur Wagenreinigung vorgesehen. Unter dem Omoniaplatz liegt die wichtigste Haltestelle der Bahn. Wie aus Abb. 1 ersichtlich, führen zu diesem Platz acht Straßen, die fast sämtlich starken Verkehr aufnehmen müssen. Außerdem befindet sich hier ein Hauptknotenpunkt der elektrischen Straßenbahnen.

Auf dem Omoniaplatz ist also mit einer erheblichen Verkehrssteigerung zu rechnen. Deshalb ist die Untergrundbahnhaltestelle recht geräumig angelegt (Abb. 2). Zwei Eingangstreppen von je 4 m Breite führen vom Mittelgrünplatz zum Fahrkartenverkaufsraum, in dem noch

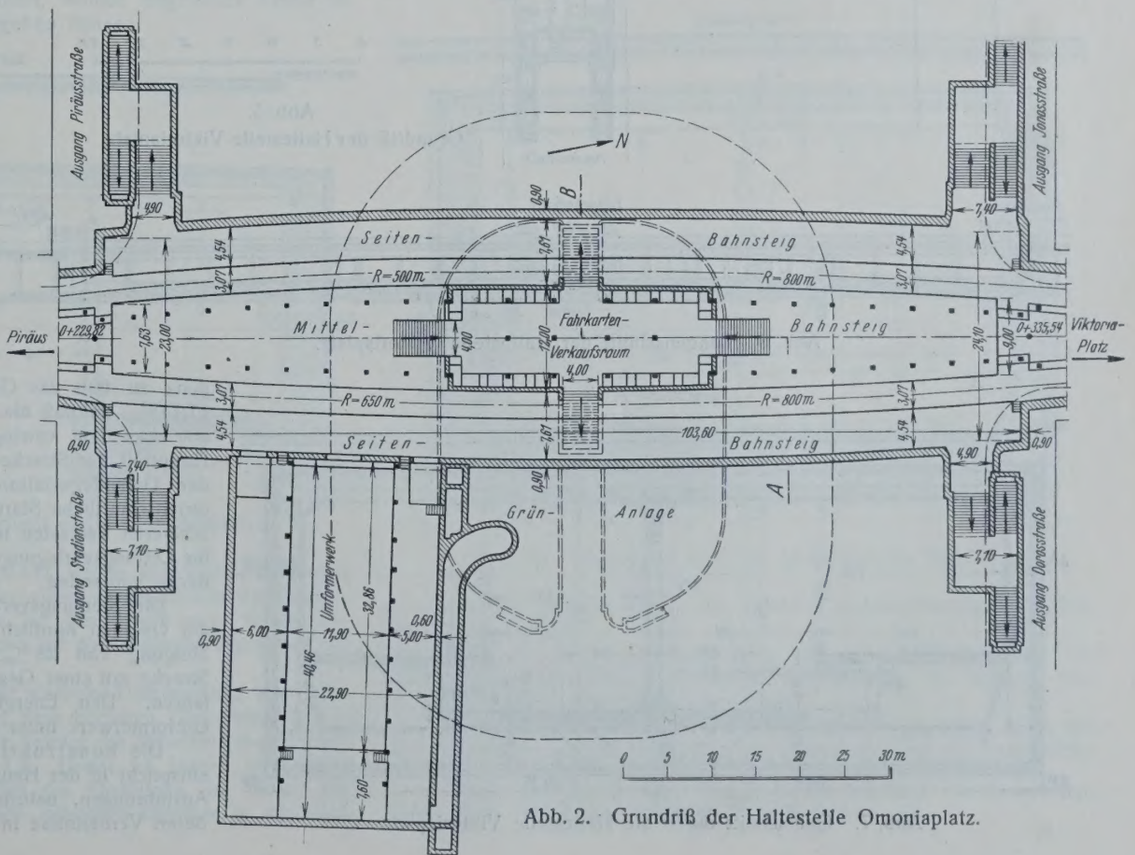


Abb. 2. Grundriß der Haltestelle Omoniaplatz.

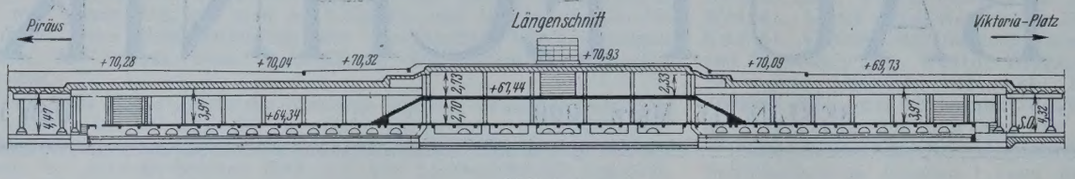


Abb. 3.
Längenschnitt der Haltestelle Omoniaplatz.

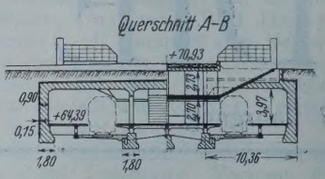


Abb. 4. Querschnitt durch die Haltestelle Omoniaplatz.

Platz für kleine Läden vorhanden ist. Von diesem Zwischenstockwerk gelangt man auf zwei ebenfalls 4 m breiten Treppen zum Mittelbahnsteig, der rd. 100 m lang und im Mittelteil 12 m breit ist. Nach den Enden hin verringert sich die Breite entsprechend der Gleiskrümmung bis auf 9 bezw. 7,63 m. Die beiden Seitenbahnsteige von je 4,54 m Breite und 103,60 m Länge haben an den Enden je 4 m bezw. 2,50 m breite Ausgänge zu den Bürgersteigen in der Nähe der Athener und 3.-September-Straße. Besonders zu erwähnen sind die Gepäckaufbewahrungsräume unter den Podesten der Ausgangstreppen. Sie sind vor allen Dingen im Interesse der vom Hafen Piräus eintreffenden Reisenden angelegt.

Der Innenraum der Haltestelle (Abb. 3 u. 4) bietet trotz seiner größten Breite von 27,22 m das Bild einer freien hohen Halle, weil außer der ebenen Deckenuntersicht die lichte Höhe über den Bahnsteigen 3,97 m beträgt. Dieser Eindruck wird noch dadurch gesteigert, daß die beiden durchlaufenden Stützenreihen mit den Unterzügen den Raum in drei Längsschiffe teilen.

Im Mittelteil allerdings ist wegen des Zwischenstockwerkes nur eine lichte Höhe von 2,70 m vorhanden. Jedoch wird dieser verhältnismäßig kleine Raum durch eine dritte Stützenreihe unterteilt, so daß auch hier das Gefühl der niederdrückenden Schwere bei der Deckenkonstruktion vermieden ist.

Die Gleisanlage in der Haltestelle Omoniaplatz bedarf keiner weiteren Erklärung. Vor und hinter dem Omoniaplatz sind doppelte Kreuzungsweichen angelegt, die je nach Bedarf ein Umlenken der Züge gestatten.

In rd. 1000 m Entfernung nördlich vom Omoniaplatz liegt die Haltestelle Viktoriaplatz (Abb. 5 bis 7). Hier sind mit Rücksicht auf die geringen Verkehrsbedürfnisse nur zwei Seitenbahnsteige angeordnet, so daß die Gleise im normalen Abstande durchgeführt werden können. Die Bahnsteige sind 3,50 bis 4 m breit und 100 m lang. Im Mittelteil liegen die Räume für den Fahrkartenverkauf, für Personal und Geräte. Ebenso wie in der Haltestelle Omoniaplatz ist die Decke mit ebener Untersicht ausgeführt. Die lichte Höhe über den Bahnsteigen beträgt nur 3,30 m; dies genügt durchaus mit Rücksicht auf die Breite von rd. 15 m.

Von der Haltestelle führen unmittelbar zum Viktoriaplatz zwei Treppen mit 2,20 m lichter Breite. Die Ausgänge auf der anderen Seite sind wesentlich knapper bemessen, da die schmalen Bürgersteige in der engen Heydenstraße nur 1,50 m breite Treppen gestatten. Eine Erweiterungsmöglichkeit bis auf 2,20 m ist dadurch vorhanden, daß die Treppenausgänge in die benachbarten Häuser verlegt werden können. Dies ist allerdings nur dann möglich, wenn dadurch die Entlüftung des Tunnels nicht beeinträchtigt wird.

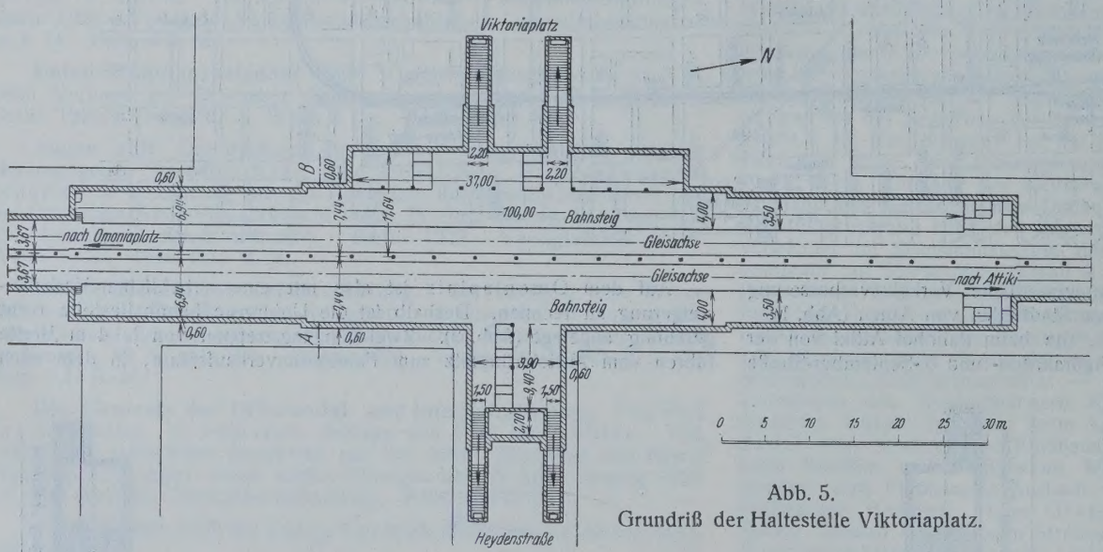


Abb. 5.
Grundriß der Haltestelle Viktoriaplatz.

Nördlich vom Viktoriaplatz verläßt die Untergrundbahnlinie an der Derindji-Straße die 3.-September-Straße und führt in einer Kurve von 160 m Halbmesser zur Kodrigtonos- und Agorakriton-Straße. Bei Station 2 + 255 endigt der Tunnel. Von dort verläuft die Linie in offenem Einschnitt bis zum Bahnhof Attiki.

Also auch in dem kurvenreichen Streckenabschnitt Viktoriaplatz—Attiki schließt sich die Untergrundbahn ebenfalls der alten Dampfbahn an. Dadurch ist die kostspielige Unterfahrung von Häusern vermieden. Nur an drei Stellen schneidet der Tunnel benachbarte Häuser an.

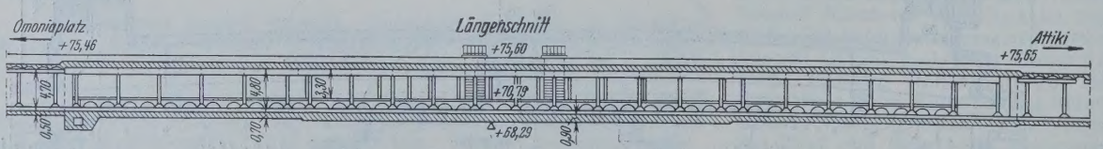


Abb. 6. Längenschnitt der Haltestelle Viktoriaplatz.

Die Höhenlage der Untergrundbahn ist an den Endpunkten durch die Schienenhöhe der Piräusbahn bezw. des Bahnhofes Attiki gegeben (Abb. 8).

Am Rathaus in der Athener Straße beträgt die Überschüttungshöhe über der Tunneldecke etwa 3 m. Nach der Haltestelle Omoniaplatz zu fällt das Gelände, und die Bahnlinie steigt mit 17,74 ‰, so daß die Überschüttung vor der Haltestelle bis auf etwa 2 m verringert wird. In dem übrigen Teil, dem Hauptteil der Strecke, schließt sich die Bahn im allgemeinen der Geländegestaltung an. Die Überschüttung hat eine durchschnittliche Stärke von etwa 1 m. Zur Verteilung der schweren Radlasten ist also genügend Aufschüttung und der für Leitungsverlegungen erforderliche Raum über der Tunneldecke vorhanden.

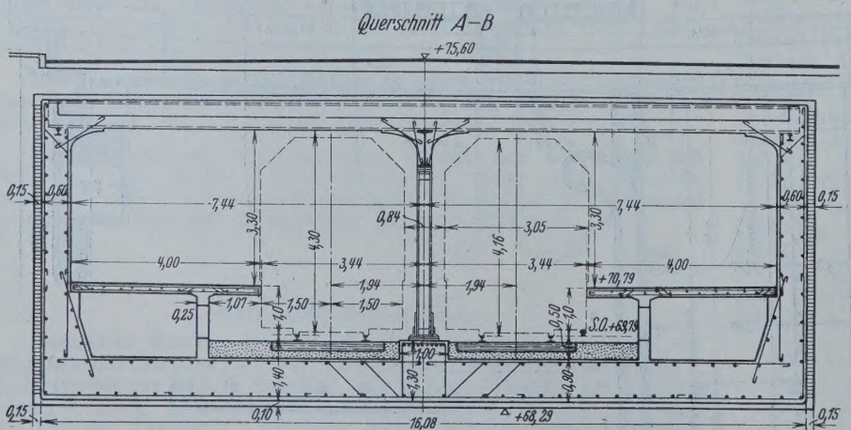


Abb. 7. Querschnitt durch die Haltestelle Viktoriaplatz.

Die Steigungsverhältnisse zeigt der Längenschnitt. In der Geraden nördlich Omoniaplatz befindet sich die größte Steigung von 28 ‰. Die Züge werden auf der freien Strecke mit einer Geschwindigkeit von etwa 40 bis 50 km/h fahren. Den Energiebedarf erhält die Bahn von dem Umformerwerk unter dem Omoniaplatz.

Die konstruktive Ausbildung der Tunnelbauwerke entspricht in der Hauptsache den Berliner bezw. Hamburger Ausführungen, natürlich unter Berücksichtigung der besonderen Verhältnisse in Athen.

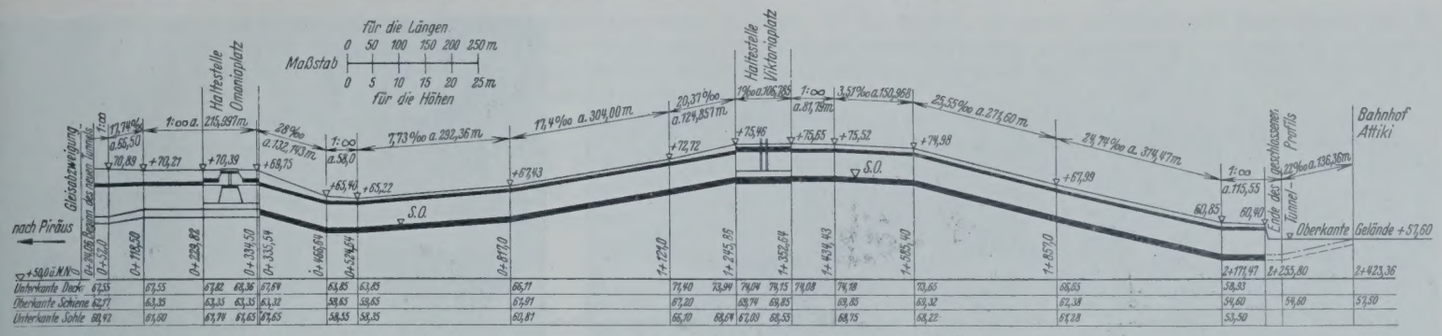


Abb. 8. Längenschnitt der Gesamtstrecke.

Infolge der verschiedenen Grundwasserverhältnisse sind zwei Tunnelbauweisen erforderlich. Auf dem Omoniaplatz und südlich davon ist der Grundwasserandrang in der Tunnelsohle so gering, daß eine Drainage zur Wasserabführung genügt. Der Tunnel ist daher mit offener Sohle hergestellt (Abb. 9). Das Drainagewasser wird durch Entwässerungsrinnen an den Stützenfluchten gesammelt. Die Seitenwände und die Decke erhalten eine Dichtung aus zweifacher Asphaltpappe, um den Beton gegen Oberflächenwasser zu schützen. Da bei einer etwa aufsteigenden Feuchtigkeit Eiseneinlagen im Beton zerstört werden könnten, sind die Wände in Stampfbeton ausgeführt.

Nördlich vom Omoniaplatz bis Attiki ist mit so starkem Grundwasserandrang zu rechnen, daß sämtliche Tunnelbauwerke allseitig geschlossen hergestellt werden müssen. Den Regelquerschnitt des Tunnels zeigt Abb. 10.

Entsprechend den Grundwasserverhältnissen ist die Haltestelle Omoniaplatz mit offener Sohle ausgeführt, während auf dem Viktoriaplatz die Haltestelle eine vollkommen geschlossene Sohle besitzt.

Die linke Hälfte der Abb. 4 stellt einen Regelquerschnitt der Haltestelle Omoniaplatz dar. Zwischen den Deckenträgern in rd. 1 m Abstand ist eine Eisenbetondecke mit ebener Untersicht gespannt. Die Stützen haben aus Ersparnisgründen nur 1,70 m Abstand von den Bahnsteigvorderkanten. Dadurch ergeben sich annähernd gleiche Spannweiten der Deckenträger.

Besonders bemerkenswert ist die Querschnittsausbildung im Mittelteil der Haltestelle Omoniaplatz. Durch die Anordnung des Zwischenstockwerkes für die Fahrkartenverkaufsräume liegt hier die Decke über dem Mittelbahnsteig tiefer als an den Seiten (Abb. 4). Der von der Seitenwand ausgeübte wagerechte Schub muß also in die tieferliegende Decke übertragen werden, um sich dort mit dem Schube der gegenüberliegenden Wand auszugleichen. Zu diesem Zwecke sind einige Deckenträger als einhüftige Rahmen ausgeführt, welche wagerechte Kräfte an die Unterzüge der Zwischendecke abgeben können.

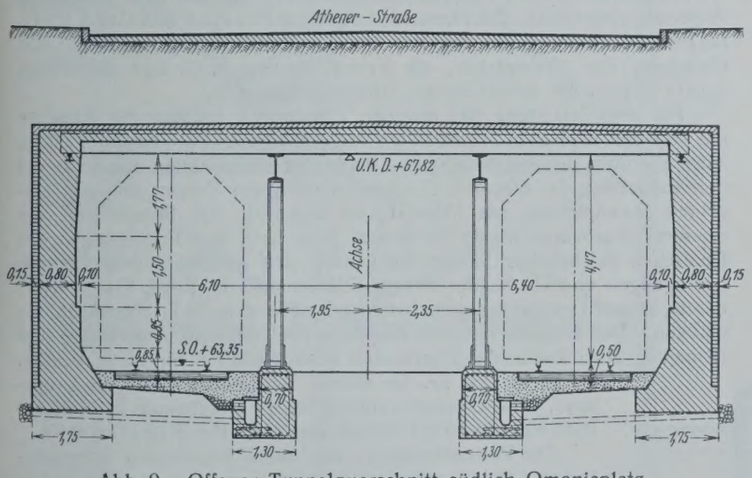


Abb. 9. Offener Tunnelquerschnitt südlich Omoniaplatz.

In der Haltestelle Viktoriaplatz liegen die Verhältnisse sehr viel einfacher. Der Querschnitt bildet einen geschlossenen Zweigelenkrahmen mit einer Pendelstütze (Abb. 7). Der Schub einer Seitenwand wird unmittelbar durch die Tunneldecke auf die gegenüberliegende Wand übertragen.

Besondere Erwähnung verdient die statische Untersuchung des Querschnittes gegen Aufschwimmen. Bei dem höchsten Grundwasserstande von 4,70 m über der Tunnelunterkante beträgt die Sicherheit des Gesamtprofiles gegen Aufschwimmen etwa 1,3. Damit ist jedoch noch nicht gesagt, daß diese Sicherheit auch für die Einzelteile der Sohle gilt. Infolge des Gewichtes der Seitenwände entstehen offenbar in der Nähe der Sohlenränder höhere Bodenpressungen als im Mittelteil der Sohle. Wenn der Auftrieb in Wirksamkeit tritt, so hat also die Sohle in der Mitte das Bestreben, früher aufzuschwimmen als an den Rändern. Würde dieses Aufschwimmen nur im Mittelteil tatsächlich eintreten, so hätte die Tunneldecke durch die Stützen noch aufwärts gerichtete Kräfte aufzunehmen, was nicht zulässig ist.

Die statische Untersuchung ergibt, daß selbst bei der geringen Überschüttungshöhe in der Haltestelle Viktoriaplatz die Gefahr des teilweisen Aufschwimmens nicht besteht.

Ganz besondere Bedeutung für den Untergrundbahnbau in Athen hat die Erdbebengefahr. Wenn auch die Stadt selbst nicht als Erdbebenzentrum anzusprechen ist, so liegt ohne Zweifel Athen in der Gefahrenzone, wie die mehrfach in der Nähe aufgetretenen Erdbeben beweisen. Im Frühjahr vorigen Jahres hat das schwere Erdbeben bei Korinth auch in Athen verhältnismäßig starke Erdstöße hervorgerufen, deren wagerechte Beschleunigung von den Sachverständigen bis auf 250 mm/sek² geschätzt wurde.

Unter diesen Umständen entschloß man sich, sämtliche Tunnelbauwerke auf ihre Standsicherheit bei Erdbeben zu untersuchen.

Die Erfahrungen in Japan zeigen, daß die senkrechten Zusatzbeanspruchungen infolge der Erdbebenstöße im allgemeinen nur geringe Bedeutung haben.[1]) Die eigentliche Ursache für die Zerstörungen sind die Seitenstöße. Man muß also die Querschnitte als Rahmen mit möglichst steifen Ecken ausbilden. Die zahlenmäßige Erfassung dieser Erdbebenkräfte ist allerdings nur annähernd möglich.

Mit Rücksicht auf die nur schätzungsweise angenommene Stärke des Erdbebens hat es auch keinen Zweck, sehr genaue Rechnungen anzustellen. Man muß sich nur Klarheit darüber verschaffen, welche Wirkungen ein Erdbeben auf die Bauwerke haben würde. Die Untersuchung der Tunnelbauwerke zeigt, daß hauptsächlich der einseitig vermehrte Erddruck und

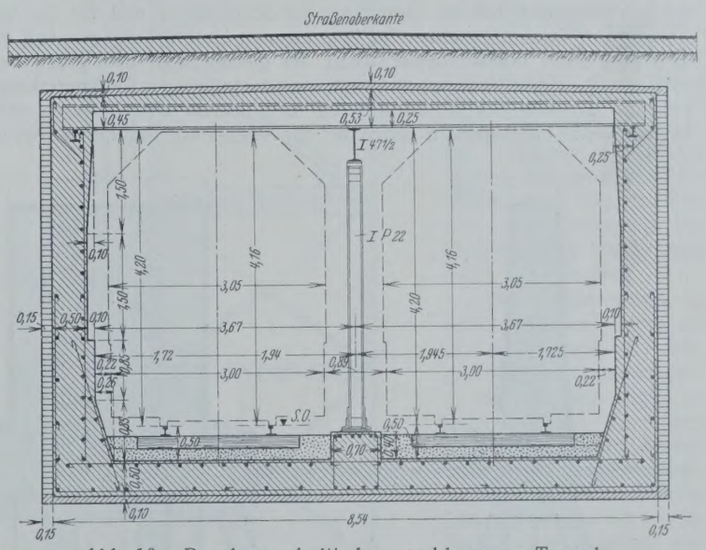


Abb. 10. Regelquerschnitt des geschlossenen Tunnels.

die wagerechte Beschleunigung der Auflasten Zusatzspannungen im Bauwerk erzeugen.

Zurzeit ist der Streckenabschnitt von der Athener Straße bis einschließlich Haltestelle Viktoriaplatz größtenteils im Rohbau hergestellt.

Abb. 11 zeigt die Haltestelle Omoniaplatz im Bau. Man sieht von der Südwestecke auf die Trägerlage der Haltestelle und die ausgesteifte

[1]) Vergl. Dr.-Ing. Briske: Die Erdbebensicherheit von Bauwerken. Berlin 1927. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

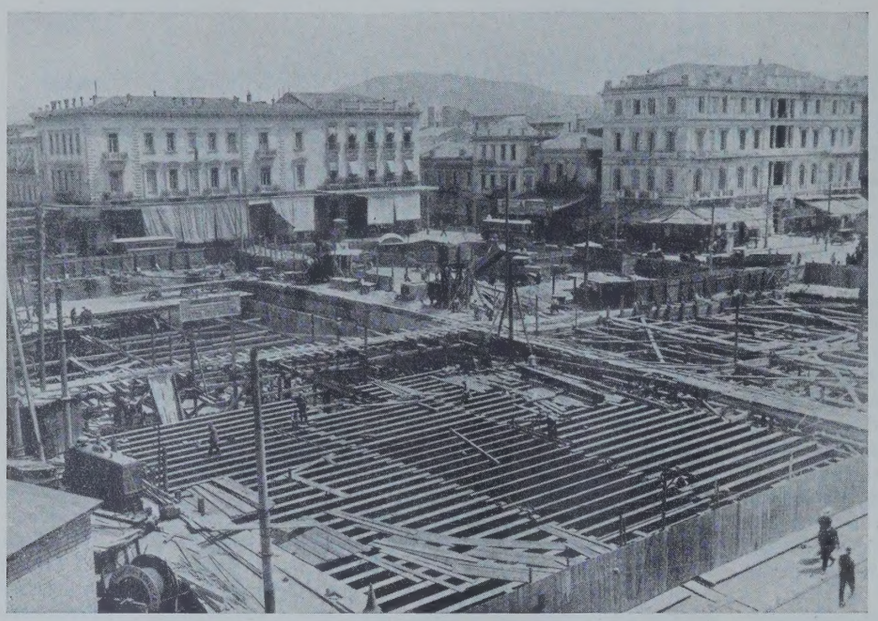


Abb. 11. Haltestelle Omoniaplatz im Bau.

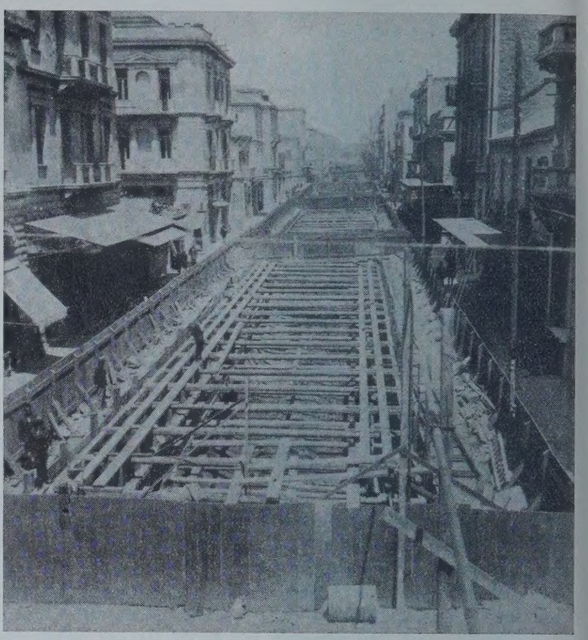


Abb. 12. Ausgesteifte Baugrube in der 3.-September-Straße.

Baugrube des Unterwerkes. In Abb. 12 ist die 3.-September-Straße vom Laurionplatz nach Norden gesehen mit der offenen Baugrube dargestellt.

Die Gesamtausführung des Rohbaues wurde von der Griechischen Elektrischen Eisenbahngesellschaft einer Arbeitsgemeinschaft übertragen, der die beiden deutschen Firmen Siemens-Bauunion, Berlin, und Grün & Bilfinger, Mannheim, und die griechischen Firmen Tekton und Ergoliptiki, Athen, angehören.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Brücke über den Kleinen Belt.

Von **Schaper.**

(Fortsetzung aus Heft 9.)

Die Überbrückung des Kleinen Belt bietet wegen der großen Wassertiefen, die in der Mitte des Meeresarmes 39,5 m erreichen, wegen der starken Strömungen, die in beiden Richtungen des Meeresarmes auftreten, wegen der hohen Lage der Stromüberbauten über dem Wasserspiegel und wegen der Unmöglichkeit der Verwendung fester gerammter Gerüste für die Aufstellung der eisernen Überbauten große Schwierigkeiten. Die Gründung der Strompfeiler stellt die Brückenbauwissenschaft sogar vor ungelöste Probleme. Die anbietenden Firmen übernahmen daher mit ihren Vorschlägen für die Gründung der Strompfeiler und für die Aufstellung der Stromüberbauten für ihre eigenen Unternehmungen und vor dem Forum der Ingenieurwissenschaft der ganzen Welt eine große Verantwortung. Diese Verantwortung teilt auch der internationale Beurteilungsausschuß, der sich bei seinen Arbeiten und seinem Urteil dessen wohl bewußt war. Im folgenden sollen der zur Ausführung bestimmte Entwurf in seinen Einzelheiten und einzelne der anderen Entwürfe — soweit möglich — in großen Zügen beschrieben werden.

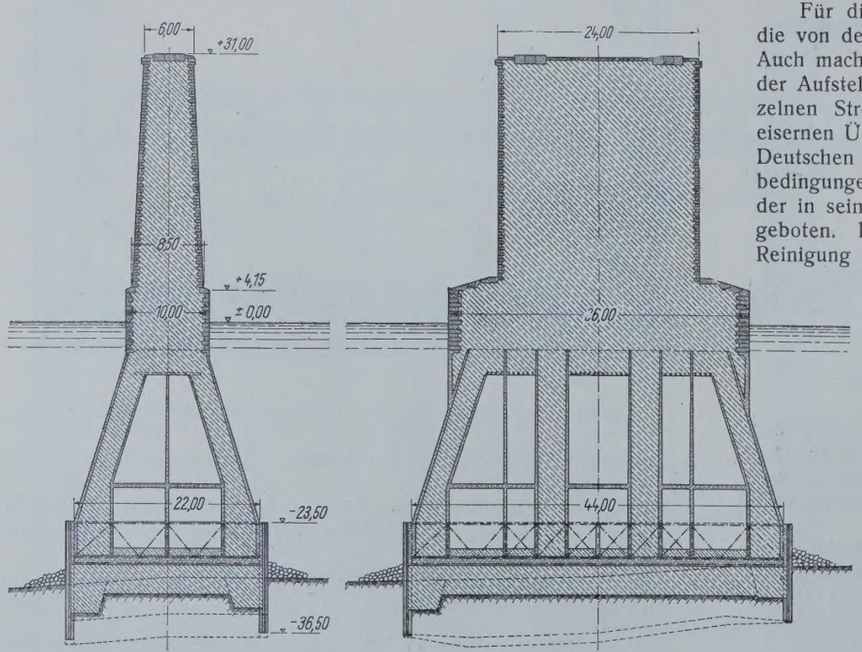


Abb. 14. Strompfeiler.

Nachdem der internationale Beurteilungsausschuß dem dänischen Ministerium der öffentlichen Arbeiten eine eingehende Beurteilung der eingegangenen Angebote eingereicht hatte, übertrug dieses die Arbeiten für die gesamte Brücke, also für alle drei Abschnitte A, B und C der Firma Monberg & Thorsen in Kopenhagen, der Firma Grün & Bilfinger in Mannheim, der Fried. Krupp A.-G., Friedrich-Alfred-Hütte in Rheinhausen, und der Brückenbauanstalt Louis Eilers in Hannover-Herrenhausen. Dieses Firmenkonsortium hatte für alle drei Abschnitte Angebote eingereicht. Die Firmen Monberg & Thorsen und Grün & Bilfinger übernehmen die Arbeiten für die Vorlandbrücken und für die Gründung der Strompfeiler, die Fried. Krupp A.-G. und die Firma Louis Eilers die Arbeit für die Stromüberbauten.

Für die Gestaltung der eisernen Überbauten wählten die Anbieter die von den dänischen Staatsbahnen vorgeschlagenen Formen (Abb. 7 u. 8). Auch machten sie sich die von den dänischen Staatsbahnen angeregte Art der Aufstellung der eisernen Überbauten im freien Vorbau von den einzelnen Strompfeilern aus (Abb. 12) zu eigen[2]). Als Baustoff für die eisernen Überbauten wurde St 48 und St Si nach den Bedingungen der Deutschen Reichsbahn, Silicon Steel nach den amerikanischen Normalbedingungen und ein Kupfer-Mangan-Siliziumstahl der Fried. Krupp A.-G., der in seinen Festigkeitseigenschaften ungefähr dem St Si entspricht, angeboten. Der Einheitspreis des Angebots auf Lieferung, Aufstellung und Reinigung einer Tonne der Überbauten beträgt 668 Kr. für St Si, 638 Kr. für St 48, 650 Kr. für Silicon Steel und 657 Kr. für Kruppstahl. Die Gesamtforderung für die Überbauten in St Si beläuft sich auf 10 927 600 Kr. und in St 48 auf 10 477 600 Kr.

Die Vorlandbrücken, die keine besonderen Schwierigkeiten bieten, sollen nach dem Vorschlage der dänischen Staatsbahnen ausgeführt werden.

Die zur Ausführung bestimmte Art der Gründung der Strompfeiler ist ganz neu. Sie vermeidet die Anwendung von Druckluft und baut sich auf der Voraussetzung auf, daß der aus feinem Ton bestehende Baugrund vollständig

[2]) Von dem dänischen Ministerium der öffentlichen Arbeiten wurde nach dem Vorschlage des Beurteilungsausschusses die Überbauform mit durchlaufendem Untergurt und mit hohen Pfeilern gewählt. Sie bietet ästhetische Vorzüge vor der anderen Form mit niedrigen Pfeilern, ohne unwirtschaftlicher zu sein. Im folgenden ist nur noch von der ersten Überbauform die Rede.

wasserundurchlässig ist und daß sich in dem Ton keine Hindernisse wie große Steine oder Baumstämme finden. Der durch Eisenbetonwände in einzelne Zellen geteilte untere Pfeilerteil (Abb. 14) soll auf einem eisernen Senkkasten aufgebaut werden, der sich aber wesentlich von den gebräuchlichen Senkkasten unterscheidet. Er besteht aus einem Kranz von senkrechten Rohren, die einen Durchmesser von 1 m haben (Abb. 15 u. 16) und untereinander durch Vermittlung von I- u. ⊏-Eisen wasserdicht vernietet sind (Abb. 16). Die Rohre sind im oberen Teile durch fachwerkartige Quer- und Längsträger (Abb. 15) miteinander verbunden. In den Ebenen der Ober- und Untergurte dieser Träger sind die Rohre durch zwei aus ⊏-Eisen gebildete Rahmen miteinander verbunden. In der Ebene der Untergurte der Träger ist eine eiserne, wasserdichte Decke über dem Arbeitsraum angeordnet. Auf die Rohre des Senkkastens werden Hilfsrohre aufgesetzt, die durch ⊏-Eisen, Holzfutter und Kalfaterwerk wasserdicht untereinander verbunden werden (Abb. 17) und in deren Schutz die Pfeiler bis zur Oberfläche des Wassers hergestellt werden. Der Bau vollzieht sich folgendermaßen: In der Nähe des Ufers wird der Senkkasten auf einer an Schraubenspindeln hängenden eisernen Bühne zusammengebaut (Abb. 18a). Dabei wird durch geeignete Wahl der Länge der Rohre die Unterkante des Senkkastens der abgepeilten Sohle des Meeresarmes an der Verwendungsstelle des Senkkastens angepaßt. Die Bühne wird dann abgelassen und der Senkkasten dadurch zum Schwimmen gebracht (Abb. 18 b bis d). Darauf wird mit der Herstellung der Zellenwände des unteren Pfeilerteiles begonnen (Abb. 18e). Der Senkkasten wird dann an die Stelle seiner Verwendung geschleppt und durch Höherführung der Zellenwände und durch Ausfüllung der äußeren Zellen mit Beton auf die Sohle abgesenkt, wobei schon die Hilfsrohre auf die eigentlichen Senkkastenrohre aufgesetzt werden (Abb. 18f). Darauf wird der Boden aus dem Inneren der Senkkastenrohre durch Greifer oder Luftstrahlpumpen entfernt (Abb. 18g), wodurch die Rohre — wenn nicht schon ohne diese Maßnahme durch die Schwere des Pfeilers allein — genügend tief in den Baugrund einsinken. Dadurch, daß der Boden gleichzeitig an mehreren Stellen aus den Rohren ausgehoben wird, soll dafür gesorgt werden, daß der Senkkasten ohne Schiefstellung absinkt. Haben die Schneiden der Rohre ungefähr die Tiefe von 6,5 m unter der Sohle erreicht, so werden sie bis zur Höhe der Oberkante des Senkkastens ausbetoniert. Nach dem Erhärten des Betons in den Rohren kann der Boden unter der Decke des Senkkastens im Schutze des von den betongefüllten Rohren gebildeten Mantels im Trockenen und unter gewöhnlichem Luftdruck ausgehoben werden. Dabei wird — wie schon erwähnt — damit gerechnet, daß der Baugrund vollständig wasserdicht ist. An den Rändern soll der Boden 3,5 m tief unter der Sohle, in der Mitte weniger tief ausgehoben werden (Abb. 18h). Der Hohlraum wird alsdann mit Beton ausgefüllt (Abb. 18 i). Die Hilfsrohre werden nach der Fertigstellung des Pfeilers wieder entfernt. Die Umschließung der Grundmauer des Pfeilers mit einem Mantel von betongefüllten Rohren (Abb. 18 k) ist eine sehr gute Sicherung des Pfeilers gegen Unterspülung durch die Strömung.

Der Beurteilungsausschuß erkannte sofort die großen Vorzüge der vorgeschlagenen Gründungsart, er befand sich aber zunächst dem Vorschlage gegenüber insofern in einer schwierigen Lage, als die vollständige Wasserdichtigkeit des Baugrundes praktisch nicht erwiesen war und auch nicht zweifelsfrei feststand, ob das Vorkommen von großen Steinen oder Baumstämmen im Baugrund ausgeschlossen ist. Eingehende Besprechungen mit ortskundigen Geologen gaben aber dem Beurteilungsausschuß die Gewißheit, daß mit solchen Hindernissen nicht zu rechnen ist

Abb. 15b. Querschnitt.

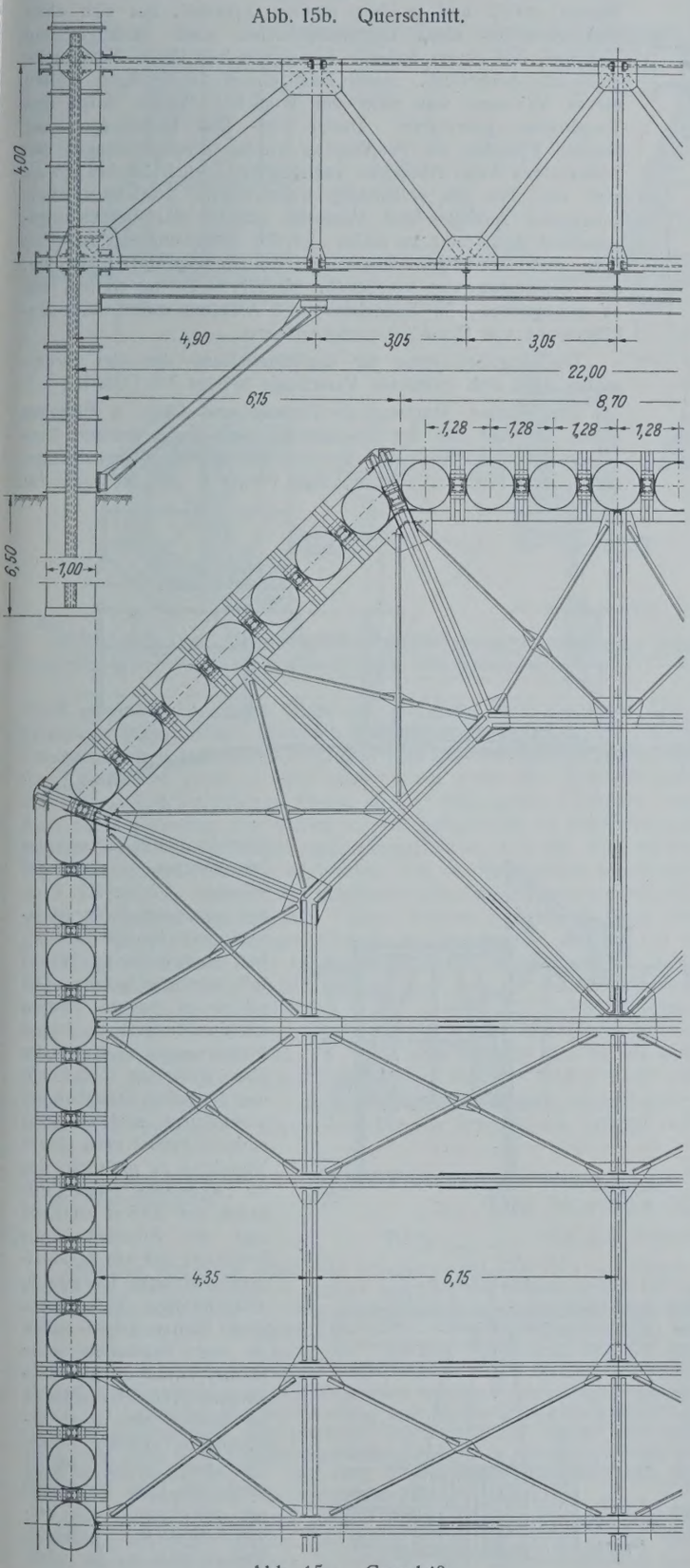


Abb. 15a. Grundriß.

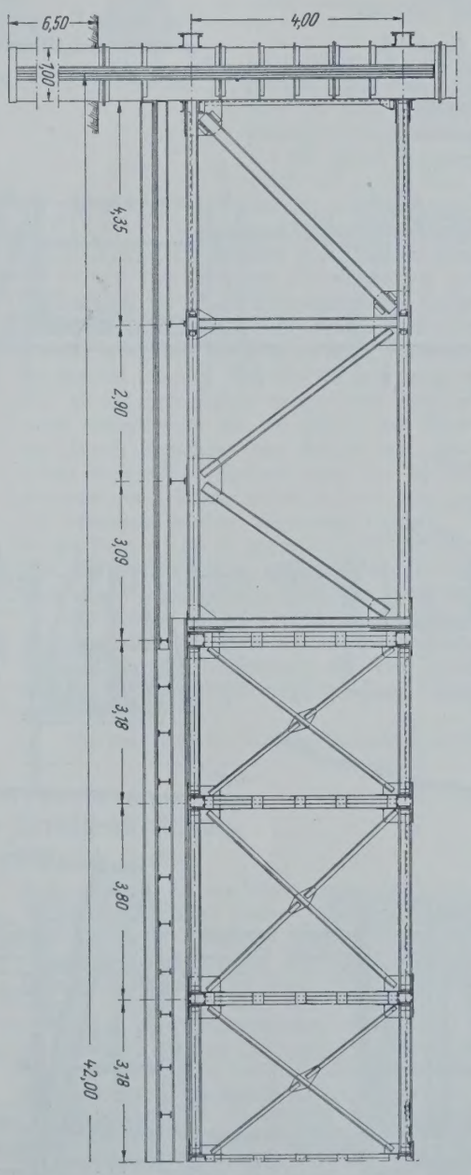


Abb. 15c. Längsschnitt.

Abb. 15a bis c. Eiserner Senkkasten.

Abb. 16b. Schnitt *a—a*.

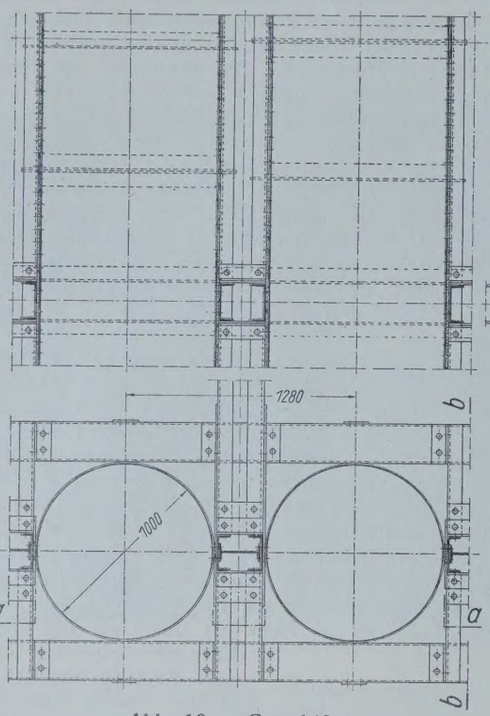
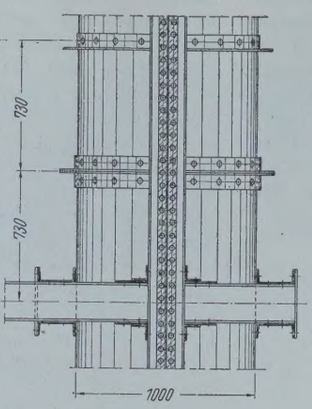


Abb. 16a. Grundriß.

Abb. 16c. Schnitt *b—b*.



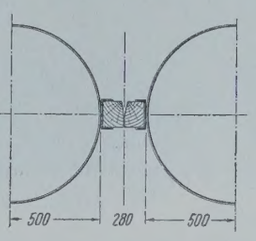


Abb. 17. Schnitt durch die Hilfsrohre.

Abb. 16a bis c. Einzelheiten der Rohre des Senkkastens.

Weiter erwiesen Versuche, die der Beurteilungsausschuß anregte und im physikalischen Laboratorium der Technischen Hochschule in Kopenhagen vorgenommen wurden, die Wasserundurchlässigkeit des Tones im Baugrunde. Die Versuchsanordnung war folgende: In ein flaches mit Wasser gefülltes Becken wurde ein Glaszylinder gestellt, der unten mit einem aus dem Baugrunde stammenden Tonpfropfen geschlossen und oben offen war. In diesem Zylinder wurde ein unten offener, engerer Glaszylinder 7 mm in den Tonpfropfen eingedrückt. Dann wurde der Hohlraum zwischen beiden Zylindern mit Wasser gefüllt und in dem inneren Zylinder, der sich oben zum Anschluß eines Gummischlauches stark verjüngte, ein Vakuum, das einem äußeren Überdruck von 9,0 m Wasserhöhe entsprach, hergestellt. Auch nach einem 24 stündigen Halten dieses Vakuums war nicht ein Tröpfchen Wasser durch den Tonpfropfen gedrungen. Durch Hin- und Herbewegen des inneren Zylinders im Tonpfropfen wurden Schrägstellungen des Senkkastens beim Absenken nachgeahmt. Auch hierbei erwies sich der Ton als vollständig wasserdicht. Trotz des überzeugenden Ausfalles der Versuche glaubte der Beurteilungsausschuß doch raten zu sollen, an die Vergebung der Arbeiten nach dem neuartigen Vorschlage die Bedingung zu knüpfen, am Senkkasten von vornherein Vorkehrungen zu treffen, die es ermöglichen, im Bedarfsfalle die Arbeiten sofort unter Zuhilfenahme von Druckluft weiterzuführen.

Die Angebotsumme für die Herstellung der vier Strompfeiler nach dem erörterten Vorschlage beträgt 7 617 000 Kr.

Die Firmen Monberg & Thorsen und Grün & Bilfinger haben für den Bau der Strompfeiler noch einen anderen Vorschlag gemacht. Nach dem Entwurf der dänischen Staatsbahnen sollen der Pfeiler IV 26 m, der Pfeiler II 33,5 m und die Pfeiler I und III 34,5 m unter Mittelwasser gegründet werden. Pfeiler IV kann bei genügenden Vorsichtsmaßregeln für die Gesundheit der Arbeiter mit Druckluft gegründet werden. Die genannten beiden Firmen schlagen deshalb vor, diesen Pfeiler nach dem bereits oben erörterten Vorschlage der dänischen Staatsbahnen auszuführen und die drei anderen Pfeiler nach einem Verfahren zu gründen, das im Höchstfalle einen Luftdruck von 2,85 at erfordert und die Arbeiten unter Druckluft auf ein Mindestmaß beschränkt. Der untere, zellenförmige Teil dieser drei Pfeiler erhält unten an der Außenseite eine kleine, unten offene Ringkammer (Abb. 19) und unten im Inneren eine ganz geschlossene, ebene Decke. Der untere Teil der Pfeiler wird am Ufer hergestellt und schwimmend zur Verwendungsstelle gebracht. Vorher wird in der künftigen Achse der Ringkammer eine eiserne Spund-

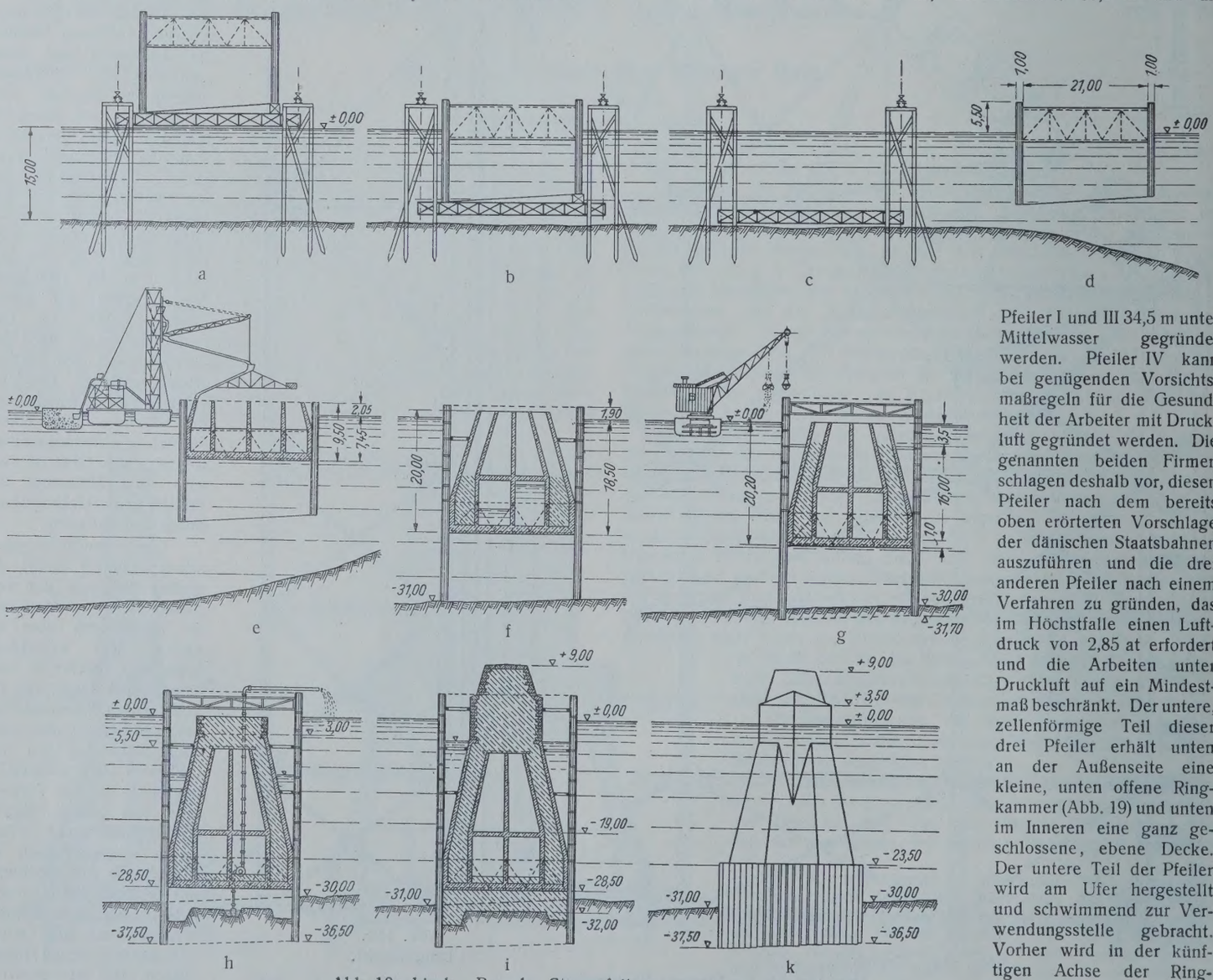


Abb. 18a bis k. Bau der Strompfeiler.

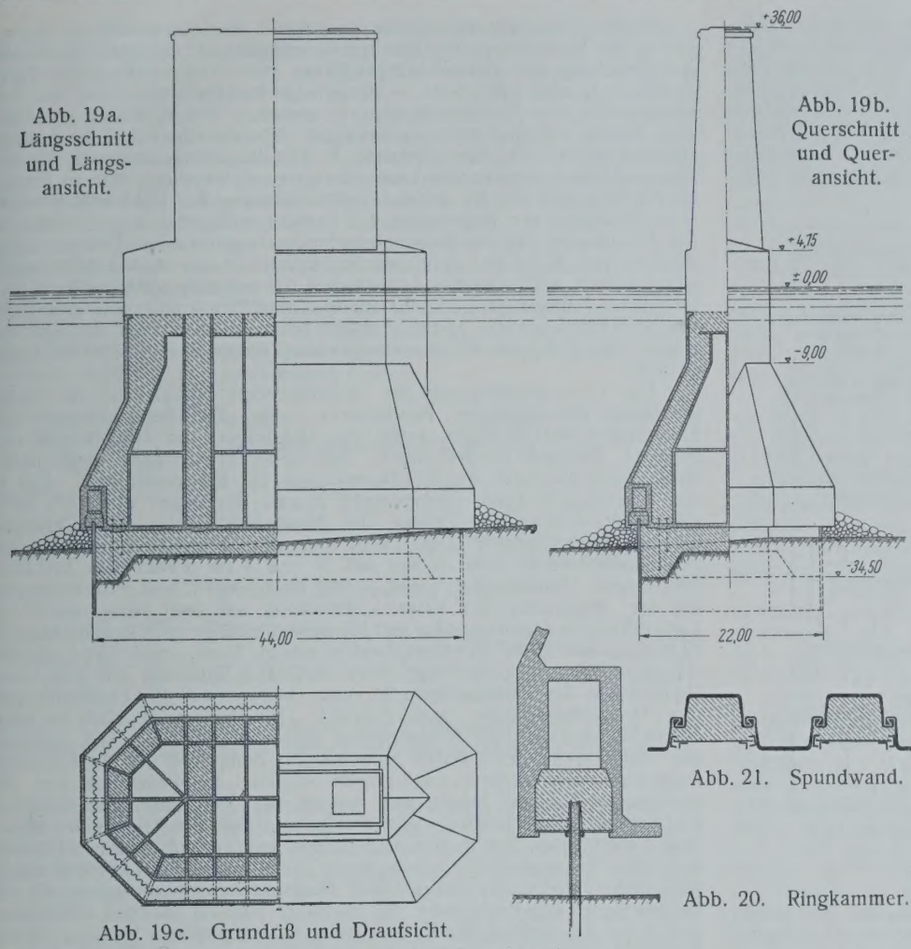


Abb. 19a. Längsschnitt und Längsansicht.

Abb. 19b. Querschnitt und Queransicht.

Abb. 19c. Grundriß und Draufsicht.

Abb. 19a bis c. Pfeiler mit Ringkammer und Spundwand.

Abb. 21. Spundwand.

Abb. 20. Ringkammer.

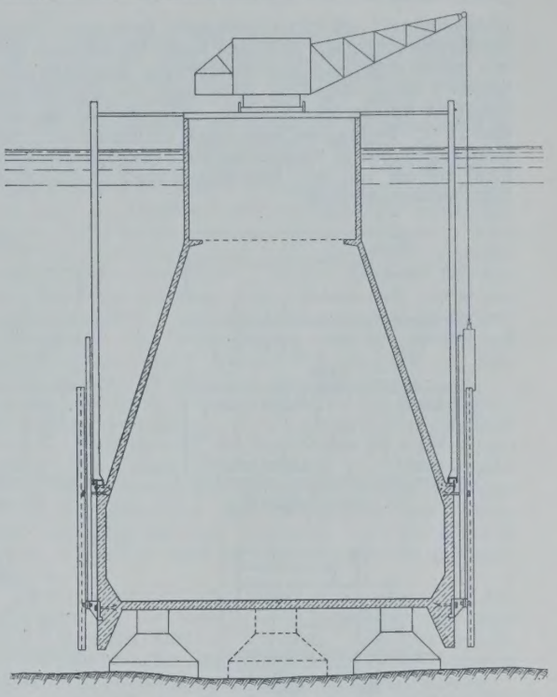


Abb. 22. Rammvorrichtung.

wand gerammt, die einige Meter über die Sohle hervorsteht und deren Oberkante wagerecht ist. Innerhalb der Spundwand sind schon vorher durch Taucher einzelne Betonblöcke so auf den eingeebneten Baugrund gesetzt, daß ihre Oberflächen genau in einer wagerechten, etwas unter der Oberkante der Spundwand befindlichen Ebene liegen. Der untere Pfeilerteil wird dann durch Einnahme von Ballast auf die Betonblöcke so abgesetzt, daß die Spundwand in die Ringkammer eingreift (Abb. 19 u. 20). Nun wird in die Ringkammer Druckluft eingebracht. Von der Ringkammer aus werden dann die von den Spundbohlen gebildeten einzelnen Innenräume (Abb. 21) durch Blechtafeln abgeschlossen. Diese werden zwischen ⊏-Eisen, die mit den Spundbohlen vernietet sind, so tief eingerammt, daß sie 1 m in den Baugrund reichen. Die so gebildeten Räume werden von der Ringkammer aus mit Beton gefüllt, um die Schlösser der einzelnen Spundbohlen wasserdicht abzuschließen. Der untere Teil der Ringkammer wird dann mit einem Betonpfropfen geschlossen, der den oberen Teil der Spundwände umschließt (Abb. 20). Nach dem Erhärten des Betons wird die untere Decke des Pfeilers durchbrochen und der Boden unter der Decke unter gewöhnlichem Luftdruck und im Trockenen ausgeschachtet, wobei die Spundwände gegen den äußeren Wasserdruck kräftig nach innen abgestützt werden. Schließlich wird der freigelegte Raum unter dem Pfeiler mit Beton gefüllt (Abb. 19). Auch diese Art der Gründung erfordert vollständige Wasserundurchlässigkeit des Baugrundes.

Die große Schwierigkeit, die eisernen Spundwände in großer Tiefe im strömenden Wasser zu rammen, soll dadurch überwunden werden, daß der Senkkasten des Pfeilers IV als Rammschiff benutzt wird (Abb. 22). Die Gründungsarbeiten beginnen also mit der Herstellung des Senkkastens für Pfeiler IV, der bis ungefähr 30 m Höhe hochgeführt werden muß, damit er bei seiner Verwendung als Rammschiff genügend Freibord hat. An diesem Senkkasten wird die Rammeinrichtung montiert. An den Außenseiten werden die eisernen Spundwände mit geeigneten Führungen aufgehängt. Der so als Rammschiff ausgerüstete Senkkasten des Pfeilers wird alsdann nacheinander an die Stellen der Pfeiler I bis III geschleppt und hier durch Einnahme von Ballast auf die vorher erwähnten Betonklötze abgesetzt. Alsdann wird die Spundwand gerammt. Für das Rammen unter Wasser sollen Mac-Kiernau-Therry-Hämmer, die mit Druckluft betrieben werden, verwendet werden. Nachdem die Spundwände für die Pfeiler I bis III gerammt sind, wird die Rammeinrichtung abmontiert, der Senkkasten an die Stelle des Pfeilers IV geschleppt und dort nach dem Vorschlage der dänischen Staatsbahnen mit Druckluft versenkt.

Die Kosten für die Herstellung der vier Strompfeiler unter Anwendung des oben beschriebenen Gründungsverfahrens betragen 7 836 000 Kr., während für die Herstellung der vier Strompfeiler nach der von den dänischen Staatsbahnen vorgeschlagenen Gründungsart 9 331 009 Kr. gefordert werden.

Für den Bau der Vorlandüberbauten fordern die Firmen 1 730 00 Kr.

(Fortsetzung folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Die Normen für Straßenbrücken.

Von Reg.-Baumeister **Wedler**, Berlin.

Nachdem bereits im April 1923 das Normblatt DIN 1071 — Abmessungen der Straßenbrücken — und im Juli 1925 das Normblatt DIN 1072[1]) — Belastungsannahmen — nebst Beiblättern erschienen sind, liegt seit April v. Js. auch das Normblatt DIN 1073 — Berechnungsgrundlagen für eiserne Straßenbrücken — fertig vor. Die drei Normblätter sind bei den zuständigen Behörden des Reichs und Preußens sowie bei der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft amtlich eingeführt worden. Die übrigen Länder haben mit Ausnahme von Württemberg und Hamburg das Normblatt 1071 ebenfalls übernommen. Die amtliche Einführung der Blätter 1072 und 1073 steht auch in den außerpreußischen Ländern zu erwarten, soweit sie nicht bereits geschehen ist. Mit dem Inhalte der Blätter haben sich die Länder im wesentlichen einverstanden erklärt.

Drei weitere Normblätter liegen zurzeit dem Arbeitsausschuß für Straßenbrücken bezw. seinen Sonderausschüssen zur Beratung vor, und zwar: Berechnungsgrundlagen für massive und hölzerne Brücken und Bestimmungen für die Überwachung und Prüfung eiserner Straßenbrücken. Voraussichtlich kann hiervon zuerst der Entwurf der Berechnungsgrundlagen für massive Brücken veröffentlicht werden.

In den Normblättern 1071 und 1072 sind einige Änderungen erforderlich geworden, die durch neue Ausgaben der Blätter berücksichtigt wurden. Schon bald nach dem Abschluß des Normblatts DIN 1071, Abmessungen der Straßenbrücken, stellte sich das Bedürfnis heraus, bei zweispurigen Brücken für Land- und Stadtstraßen mit erheblichem Kraftwagen-, insbesondere Lastkraftwagenverkehr die Breite der Fahrbahn über das Maß von 5,2 m hinaus zu vergrößern, da mit Rücksicht auf die Fahrgeschwindigkeit der Kraftwagen größere Abstände der sich auf solchen Straßen häufig begegnenden Fahrzeuge nötig sind. Der Gedanke, die erforderliche größere Breite auf Kosten der Schrammborde und Fußwege zu gewinnen, wurde abgelehnt. Auch schien es unwirtschaftlich, die Fahrbahnbreite aller zweispurigen Brücken zu vergrößern. In einer neuen Ausgabe des Normblattes vom Januar 1927 wurden daher für zweispurige Brücken im Zuge von Land- und Stadtstraßen mit erheblichem Kraftwagen-,

[1]). Vergl. „Die Bautechnik" 1923, Heft 32, S. 313.

insbesondere Lastkraftwagenverkehr zwei neue Normen mit 6,0 m Fahrbahnbreite eingefügt, und zwar Norm Va mit zwei innerhalb und Norm VIa mit zwei außerhalb der Hauptträger liegenden, je 1,5 m breiten Fußwegen. Diese Regelung fand auch die Zustimmung der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau. Eine ähnliche Regelung bei den Normen III und IV zu treffen, erschien nicht angebracht, da Straßen mit lebhaftem Kraftwagenverkehr regelmäßig auch Fußgängerverkehr aufweisen, den man nicht auf die von den Kraftwagen stark in Anspruch genommene Fahrbahn verweisen kann.

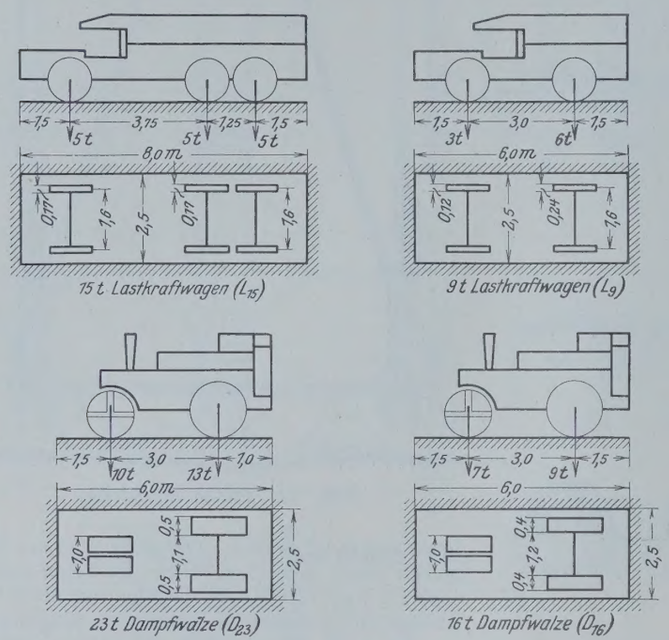


Abb. 1. Verkehrslasten (Fahrzeuge).

In der im Oktober 1927 herausgegebenen 2. Ausgabe des Normblatts DIN 1072, Belastungsannahmen, wurde die in der ersten Ausgabe bei 50 und 100 m Spannweite sprunghaft abnehmende Belastung mit Menschengedränge durch eine zwischen den Spannweiten $l = 25$ und 125 m unter jeweiliger Aufrundung auf volle 10 kg/m² allmählich abnehmende Belastung ersetzt. Ferner wurde noch eingeschaltet, daß Belastung durch Kleinbahnen unberücksichtigt geblieben ist. Einige weitere Ergänzungen dieses Normblattes werden vielleicht nach Abschluß der zurzeit in Vorbereitung befindlichen Berechnungsgrundlagen für massive und hölzerne Brücken notwendig werden.

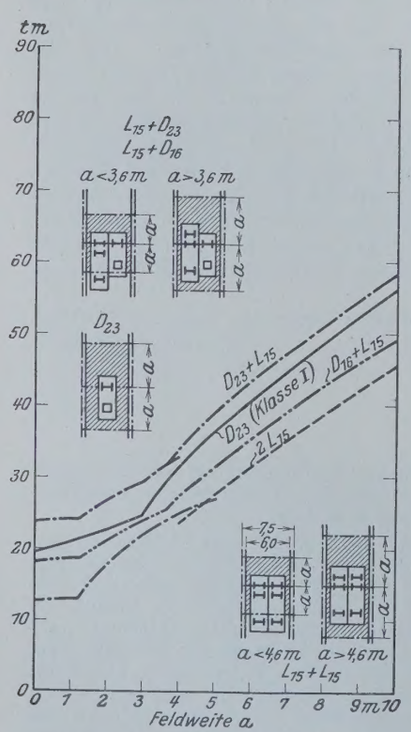


Abb. 2.

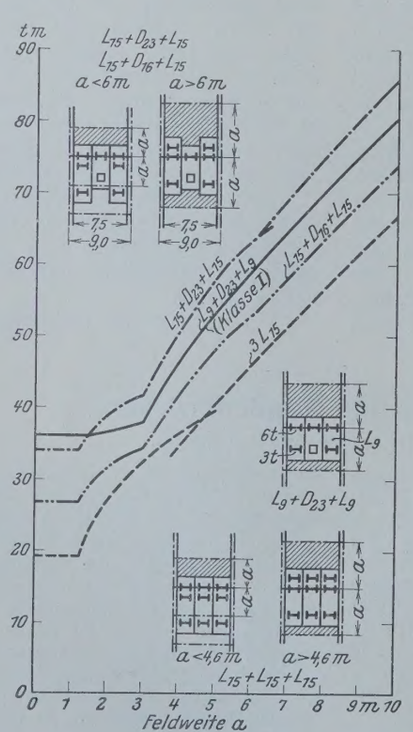


Abb. 3.

Größtmomente in den Querträgern
einer zweispurigen Brücke Norm VIa | einer dreispurigen Brücke Norm VIII
Verkehrslast nur auf der Fahrbahn (nicht auf den Schrammborden).

Kurze Zeit nach der ersten Herausgabe des Normblatts 1072 sind durch die Verordnung des Reichsverkehrsministers über die Änderung der Regelung des Kraftfahrzeugverkehrs vom 5. 12. 1925 RGBl. Teil I S. 435 — s. auch 1928 S. 91 — dreiachsige Lastkraftwagen von 15 t Gesamtgewicht zum Verkehr zugelassen worden. Die Belastung jeder der drei Achsen darf höchstens 5 t betragen. Für die Räder ist Luftbereifung vorgeschrieben. Da der schwerste in den Belastungsannahmen für die Brückenklasse I vorgesehene Lastkraftwagen nur 9 t wiegt, war zu prüfen, ob mit Rücksicht auf die unbeschränkte Zulassung der 15-t-Lastkraftwagen eine Erhöhung der Regellasten der Klasse I notwendig sei. Mit den in der Verordnung des Reichsverkehrsministers zugelassenen größten Achsdrücken von je 5 t und den vom Reichsverband der Automobilindustrie angegebenen ungünstigsten Achsständen würden sich etwa die in Abb. 1 dargestellte Regellast L 15 mit 20 m² Grundfläche und eine Ersatzlast von 0,75 t/m² ergeben. Zum Vergleich sind in Abb. 1 der 9-t-Lastkraftwagen, die 23-t- und die 16-t-Dampfwalze (Klasse II) nach DIN 1072 dargestellt.

Der 15-t-Lastkraftwagen hat nachstehenden Einfluß auf die Beanspruchung der einzelnen Brückenteile. Die Zwischenquerträger und Längsträger aller Brücken, sowie die Querträger und Hauptträger einspuriger Brücken werden durch den 15-t-Lastkraftwagen nicht höher beansprucht als durch die 23-t-Dampfwalze der Brückenklasse I. Die in den Querträgern einer zweispurigen Brücke der Norm VIa (DIN 1071) und einer dreispurigen Brücke der Norm VIII infolge der Verkehrsbelastung der Fahrbahn allein (nicht auch der Schrammborde) auftretenden Größtmomente sind in den Abb. 2 und 3 für Feldweiten bis 10 m aufgetragen. Berücksichtigt sind je vier Belastungen, und zwar Belastung mit den Regellasten der Klasse I, Belastung mit zwei bezw. drei 15-t-Lastkraftwagen nebeneinander und Menschengedränge nach Brückenklasse I, Belastung mit einer 23-t-Dampfwalze, einem bezw. zwei 15-t-Lastkraftwagen und Menschengedränge, sowie außerdem Belastung mit einer 16-t-Dampfwalze der Brückenklasse II, einem bezw. zwei 15-t-Lastkraftwagen und Menschengedränge nach Klasse I. Die Fahrzeuge sind in allen Fällen symmetrisch zur Brückenachse aufgestellt worden. Die Unstetigkeit der Kurven der größten Momente ist durch die für die einzelnen Feldweiten verschiedene ungünstigste Stellung der Fahrzeuge und die wechselnde Zahl der belastenden Achsen bedingt. Die berücksichtigten Laststellungen sind in Abb. 1 und 2 skizziert. Aus den Kurven der Abb. 2 und 3 ergibt sich, daß in den Querträgern zwei- und dreispuriger Brücken nur beim Zusammentreffen von einem bezw. zwei 15-t-Lastkraftwagen mit einer 23-t-Dampfwalze größere Beanspruchungen entstehen als bei Belastung mit den Regellasten der Klasse I. Für die üblichen Feldweiten von 4 bis 8 m beträgt die Vergrößerung der Momente 4 bis 9%, für die Feldweiten unter 4 m ist sie beim zweispurigen Querträger teilweise erheblich größer und erreicht bei 3 m Feldweite den Größtwert von rd. 20% (Abb. 5). Bei Belastung mit zwei bezw. drei 15-t-Lastkraftwagen oder mit einer 16-t-Dampfwalze und einem bezw. zwei 15-t-Lastkraftwagen sind die Momente erheblich kleiner als bei Belastung mit den Regellasten der Klasse I.

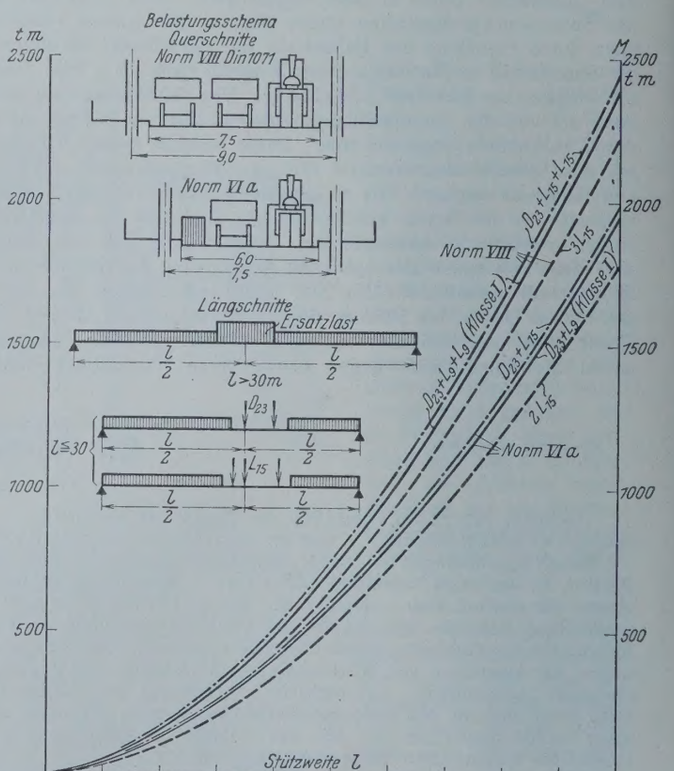


Abb. 4. Größtmomente in der Mitte des meistbelasteten Hauptträgers einer zweispurigen Brücke Norm VIa und einer dreispurigen Brücke Norm VIII. Verkehrslast nur auf der Fahrbahn.

In der Abb. 4 sind die Größtmomente aufgetragen, die in der Mitte des meistbelasteten Hauptträgers einer zweispurigen Brücke Norm VIa und einer dreispurigen Brücke der Norm VIII bei Spannweiten bis 100 m entstehen. Berücksichtigt ist wieder nur die Belastung auf der Fahrbahn selbst (nicht auf den Schrammborden und Gehbahnen) — und zwar Belastung mit den Regellasten der Brückenklasse I, Belastung mit einer 23-t-Dampfwalze, einem bezw. zwei 15-t-Lastkraftwagen und Menschengedränge (Klasse I), sowie Belastung mit zwei bezw. drei 15-t-Lastkraftwagen und Menschengedränge. Die Laststellungen sind in Abb. 4 dargestellt. Die Vergrößerung der Momente beim Zusammentreffen von 15-t-Lastkraftwagen mit einer 23-t-Dampfwalze beträgt bei den Hauptträgern, mit der Spannweite fallend, etwa 7 bis 2% (Abb. 5). Die Vergrößerung der gesamten Baustoffspannungen ist natürlich insbesondere bei den Hauptträgern geringer, da der Einfluß der hier nicht berücksichtigten Verkehrslast auf den Schrammborden und Fußsteigen und der — bei den Hauptträgern mittlerer und großer Spannweite erheblich überwiegende — Einfluß der ständigen Last unverändert bleiben.

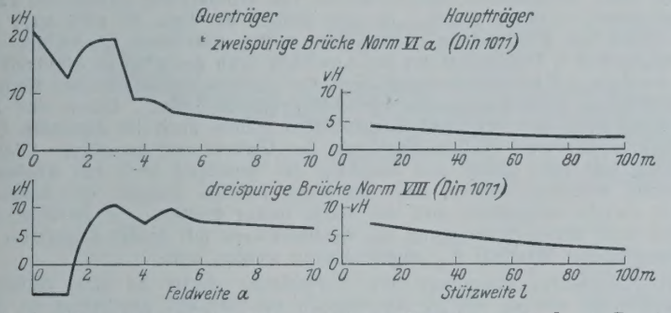


Abb. 5. Vergrößerung der Momente durch Belastung mit $L_{15} + D_{23} + p$ gegenüber denjenigen bei Belastung mit den Regellasten der Klasse I.

Zusammenfassend ist festzustellen, daß höhere Beanspruchungen als bei Belastung mit den Regellasten der Brückenklasse I nur bei Zusammentreffen von 15-t-Lastkraftwagen mit der schwersten Dampfwalze entstehen. Diese Höherbeanspruchung ist im allgemeinen nur gering mit Ausnahme der Querträger bei Feldweiten unter 4 m. Bleibt eine solche Begegnung ausgeschlossen, so können Brücken der Klasse I ohne jede Höherbeanspruchung von Brückenteilen durch 15-t-Lastkraftwagen befahren werden. Der Arbeitsausschuß für Straßenbrücken hat auf Grund dieser Überlegungen zunächst davon abgesehen, die Regellasten der Brückenklasse I zu erhöhen, zumal die 15-t-Lastkraftwagen noch selten sind und einer weiteren Erhöhung der Achslasten das Interesse des Straßenbaues entgegensteht.

Die Bearbeitung des Normblattes 1073, Berechnungsgrundlagen für eiserne Straßenbrücken, konnte, um die Einheitlichkeit zu wahren, im wesentlichen erst nach Abschluß des Normblattes 1072, Belastungsannahmen, und nach Erscheinen der Vorschrift für Eisenbauwerke der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft in Angriff genommen werden. Der endgültigen Fassung liegt ein von den Herren Prof. Dr.-Ing. Kulka und Reichsbahndirektor Geheimrat Dr.-Ing. Schaper aufgestellter Entwurf zugrunde.

Noch mehr als bei den Belastungsannahmen (vergl. Erläuterungen zu DIN 1072) konnten bei den Berechnungsgrundlagen übereinstimmende Festsetzungen für eiserne Straßen- und Eisenbahnbrücken getroffen werden. In diesen Fällen stimmt im allgemeinen auch der Wortlaut des Normblatts mit den im Jahre 1925 für die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft erlassenen „Vorschriften für Eisenbauwerke" (BE) überein, so in den Bestimmungen für die allgemeinen Bezeichnungen, den Inhalt und die Art der Berechnung und für die meisten zulässigen Beanspruchungen. Abweichender Regelung bedurften die Bestimmungen über die lastverteilende Wirkung der Fahrbahn, die Bemessung der Stoßzahl, die Berechnung der Wind- und Querverbände, die Bestimmungen über die Wechselstäbe, die zulässigen Spannungen bei Platten und Trägern der Fahrbahntafel aus Eisenbeton und die zulässige Durchbiegung. Die Aufnahme von ins einzelne gehenden Vorschriften über die Form der Berechnung, von Beispielen, Gebrauchsformeln und Hilfstafeln, wie sie in den Vorschriften für Eisenbauwerke der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft für den inneren Dienstbetrieb enthalten sind, kam für das vorliegende Normblatt nicht in Frage.

Mit Rücksicht darauf, daß die Vorschriften für Eisenbauwerke bis zum Erscheinen des Normblatts DIN 1073 vielfach auch der Berechnung eiserner Straßenbrücken zugrunde gelegt worden sind, soll im nachstehenden auch auf die wesentlichen Unterschiede zwischen den BE und DIN 1073 hingewiesen werden.

Die Annahme einer lastverteilenden Wirkung der Fahrbahn ist auf die Berechnung der Fahrbahn selbst, der Zwischenquerträger und Längsträger beschränkt. Für die Bemessung der Querträger ist die Annahme einer Verteilung der unmittelbar über dem Querträger stehenden Einzellasten auf eine größere Fläche von nur untergeordnetem Einfluß und daher unberücksichtigt geblieben. Besteht die Fahrbahntafel aus einer Eisenbetonplatte, so ist die bei der Aufnahme von Raddrücken mitwirkende Plattenbreite nach den Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton (DIN 1045) zu ermitteln. Nach Teil A § 17,4 der zurzeit gültigen Fassung dieser Bestimmungen (von 1925) ist allgemein eine Verteilung der Last von der Aufstandfläche unter 45° bis zur Oberkante der Fahrbahnplatte zugelassen. Bei eisernen Straßenbrücken ist aber in der Regel die Stärke der verteilenden Deckschicht gering. In diesem Falle kann vielfach mit Vorteil von der Bestimmung des gleichen Paragraphen Gebrauch gemacht werden, nach der die Breite des mitwirkenden Plattenteiles bei der Stellung der Einzellast in der Feldmitte, die für die Bemessung in erster Linie in Betracht kommt, zu $^2/_3$ der Spannweite angenommen werden darf. Ist jedoch bei Vorhandensein mehrerer Lasten die ungünstigste Stellung der maßgebenden Last außerhalb der Mitte, so soll nach den Eisenbetonbestimmungen die rechnungsmäßige Breite bis auf $^1/_3$ abgemindert werden. Diese Bestimmung führt zu Schwierigkeiten bei der Berechnung und läßt sich wegen gewisser Widersprüche wohl kaum aufrechterhalten. Meines Wissens ist ihre Abänderung bereits in die Wege geleitet. Es empfiehlt sich nicht, die Breite b größer als 2,0 m anzunehmen, da die Annahme größerer Breiten nicht durch Versuche gedeckt ist. Vorbedingung für die Mitwirkung eines breiten Plattenstreifens ist jedoch besonders in der Nähe der Auflager durchlaufender Platten eine ausreichende Querbewehrung.

Eine Bestimmung über die Breite, auf die bei Walz- und Blechträgern im Beton die Belastung von Fahrzeugen verteilt werden darf, enthält das Normblatt 1073 nicht. Nach den BE der Reichsbahn kann bei dieser Brückenart die Belastung eines Gleises auf eine Breite von 3,5 m gleichmäßig verteilt werden. Entsprechend der geringeren Stärke der Verteilungsschicht käme bei Straßenbrücken mit Spannweiten von 5 m an aufwärts vielleicht die Verteilung auf eine Spurbreite (2,5 oder 3 m) in Frage. Bei Spannweiten unter 5 m wäre die Verteilungsbreite geringer, etwa zu $^1/_2\ l$, anzunehmen.

Für Holzbeläge konnte keine einfache Bestimmung über die Lastverteilung getroffen werden, da die konstruktive Anordnung hier sehr verschieden sein kann. Es steht aber zu erwarten, daß das in Vorbereitung befindliche Normblatt „Berechnungsgrundlagen für hölzerne Straßenbrücken" eingehendere Bestimmungen hierzu enthalten wird.

Die bereits in Abschnitt I B 3 des Normblattes 1072 enthaltene Bestimmung, daß günstig wirkende Verkehrslasten (Achslasten) wegzulassen und die Trennung der Lasten zu berücksichtigen sind, und zwar abweichend von den BE ohne Rücksicht auf die Größe der Spannweite, wird in dem Abschnitt des Normblatts 1073 über die ungünstige Laststellung nochmals wiederholt. Diese Bestimmung hat ihren Grund auch darin, daß die Regellasten alle wirklich auftretenden Lasten vertreten, z. B. auch einachsige Walzen. Die Berücksichtigung des Einflusses der Brems- und Fliehkräfte konnte bei Straßenbrücken im allgemeinen auf die Berechnung hoher Pfeiler beschränkt werden, weil die Zahl der gleichzeitig bremsenden Fahrzeuge und die Geschwindigkeit der Straßenbahnen, die für die Erzeugung von Fliehkräften im allgemeinen nur in Frage kommen, in Kurven in der Regel gering ist.

Um Verwechslungen zu vermeiden, ist gewöhnlicher und hochwertiger Baustahl bei dem gleichen Bauwerk nicht gleichzeitig für wichtigere Bauglieder zu verwenden, wobei natürlich nicht ausgeschlossen werden soll, daß bei in der Hauptsache aus hochwertigem Stahl hergestellten Brücken z. B. Fußwegträger, Belageisen oder auch in besonderen Fällen alle Fahrbahnträger aus St 37 hergestellt werden.

Da das Verhältnis der ständigen Last zur Verkehrslast je nach dem verwendeten Baustoff sehr verschieden ist, können die Stoßzahlen nicht einheitlich für alle Straßenbrücken festgesetzt werden. Die Bestimmungen über die Stoßzahl müssen daher in die nur für eiserne, massive oder hölzerne Brücken bestimmten Berechnungsgrundlagen aufgenommen werden.

In DIN 1073 ist davon Abstand genommen worden, für die verschiedenen Arten der Fahrbahnbefestigung besondere Stoßzahlen festzulegen. Vielmehr begnügte man sich mit einer Klasse von Stoßzahlen, die nach der Spannweite von 10 zu 10 m (einschl.) abgestuft sind und etwa denen der niedrigsten Klasse für eiserne Eisenbahnbrücken (mit durchgehender Bettung und geschweißten Schienenstößen) entsprechen. In eine Nachprüfung der gewählten Werte wird einzutreten sein, sobald die noch in Entwicklung begriffenen Meßwerkzeuge genauere Feststellungen über die tatsächlichen Verhältnisse ermöglichen.

Die in Tafel 1 der Berechnungsgrundlagen angegebenen Stoßzahlen gelten für alle von den rollenden Verkehrslasten beanspruchten Brückenglieder einschließlich der Auflagersteine, mit Ausnahme der Fahrbahnteile aus Holz und Eisenbeton, für die besondere Bestimmungen getroffen sind. Bei der Bemessung der hölzernen Balken und Beläge braucht nach Abschnitt C VIII eine Stoßwirkung nicht berücksichtigt zu werden. Bemerkenswert ist, daß in den vorläufigen Bestimmungen für Holztragwerke der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft im Gegensatz hierzu für hölzerne Schwellen (nicht für Querschwellen eiserner Eisenbahnbrücken) und für Fahrbahnträger hölzerner Straßenbrücken die Berücksichtigung einer Stoßzahl von 1,5 gefordert wird und sogar bei Fußgängerstegen eine Stoßzahl von 1,2 vorgeschrieben ist. Eine Vereinheitlichung der entsprechenden Bestimmungen wäre erwünscht. Für die Stoßzahl, die bei Platten und Trägern aus Eisenbeton anzunehmen ist, sind nach den Bestimmungen der vorliegenden Berechnungsgrundlagen die Eisenbetonbestimmungen DIN 1045 maßgebend. Nach § 19,4 der zurzeit gültigen Fassung von 1925 ist für Fahrbahntafeln aus Eisenbeton ein Stoßzuschlag bis 50% durch entsprechend niedrigere Bemessung der zulässigen Spannungen der Tafel IV, Spalte c berücksichtigt. Nach Abschluß der in Bearbeitung befindlichen Berechnungsgrundlagen für massive Brücken werden deren Bestimmungen über den Stoßzuschlag bei Fahrbahntafeln aus Eisenbeton voraussichtlich auch in dem vorliegenden Normblatt an Stelle von DIN 1045 treten können.

Die Festsetzungen über die bei der Wahl der Stoßzahl maßgebenden Spannweiten stimmen mit den Bestimmungen der Reichsbahn überein.

Von einer Erhöhung der Stoßzahl bei Bogenträgern ohne Zugband, die in den BE mit Rücksicht auf das geringe Eigengewicht dieser Trägerart vorgesehen ist, wurde in den Berechnungsgrundlagen für Straßenbrücken zur Vereinfachung abgesehen. Dagegen tritt in Anbetracht der ohnehin niedrigen Bemessung der Stoßzahl deren Ermäßigung erst bei drei- und mehrspurigen eisernen Straßenbrücken ein, während die BE eine solche schon bei zweispurigen Brücken vorsehen.

Mit der Stoßzahl sind alle von den rollenden Verkehrslasten herrührenden Einflüsse zu multiplizieren. Da das auf der Fahrbahn nach DIN 1072 anzunehmende Menschengedränge auch leichtere rollende Lasten vertreten soll, ist es nur folgerichtig, daß sein Einfluß ebenfalls mit der Stoßzahl multipliziert werden muß. Das gleiche gilt für die Belastung mit der Dampfwalze, deren eigene Stoßwirkung infolge der geringen Fahrgeschwindigkeit in der Regel zwar nur gering sein wird, die aber auch andere schneller fahrende schwere Fahrzeuge wie z. B. den 15-t-Lastkraftwagen vertritt.

Für die Berechnung der Druckstäbe ist ebenso wie in den BE und den Preußischen Hochbaubelastungsvorschriften das ω-Verfahren vorgeschrieben. Der zulässige Schlankheitsgrad von Druckstäben ist nach oben auf 150 begrenzt. Lediglich bei aus St Si hergestellten Stäben der Windverbände und bei nur zum Aussteifen von Gurtungen angeordneten Hauptträgerpfosten aus dem gleichen Baustahl sind größere Schlankheitsgrade zugelassen. Mit Rücksicht darauf wurden die ω-Werte für St Si bis $\lambda = 200$ angegeben. Der Schlankheitsgrad der Einzelstäbe mehrteiliger Druckstäbe darf nicht größer sein als der des ganzen Stabes für die materialfreie Achse y—y.

Besondere Bestimmungen über die Bemessung von Wechselstäben und -trägern erschienen für Straßenbrücken entbehrlich, da Wechselwirkungen wegen des stärkeren Einflusses der ständigen Last seltener sind und infolge der geringen Fahrgeschwindigkeit der schweren Straßenverkehrslasten langsamer auftreten.

Für die Untersuchung von Druckgurten, die nicht durch Windverbände verbunden sind, auf Sicherheit gegen seitliches Ausweichen werden insbesondere für größere Brücken und bei Verwendung von hochwertigem Stahl in erster Linie eingehende Berechnungsverfahren empfohlen, zumal diese im allgemeinen günstigere Ergebnisse haben als das in den BE angegebene, hier erst in zweiter Reihe angeführte Näherungsverfahren. Bei Anwendung eingehender Berechnungsverfahren werden außerdem höhere Beanspruchungen zugelassen. Die sich hierbei ergebenden Spannungen dürfen nämlich einschließlich der aus den übrigen Haupt- und Zusatzkräften errechneten die bei Belastung mit Haupt- und Zusatzkräften zugelassenen Beanspruchungen erreichen, während beim Näherungsverfahren die Seitenkräfte als Hauptkräfte zu behandeln sind, soweit sie aus Hauptkräften herrühren.

In den Gliedern der Wind- und Querverbände von Straßenbrücken sind 20% höhere Spannungen zugelassen worden als in den entsprechenden Teilen von eisernen Eisenbahnbrücken, und zwar mit Rücksicht darauf, daß die Verkehrslasten von Straßenbrücken im allgemeinen keine erheblichen Seitenstöße verursachen und die Windverbände durch die steife Fahrbahn entlastet werden. Für Glieder von Windverbänden, die in der Nähe solcher zur Aufnahme von Windkräften geeigneten, steifen, einheitlichen Fahrbahntafeln liegen, sind sogar mit Rücksicht auf ihre besonders starke Entlastung durch die Fahrbahn die gleichen Spannungen zugelassen wie in den Haupt-, Fahrbahn- und Gehbahnträgern bei Belastung durch die Haupt- und Zusatzkräfte (Tafel 2, Spalte 3).

Für die Bemessung der Niet- und Schraubenverbindungen, für die die gleichen Spannungen zugelassen sind wie bei den BE der Reichsbahn, ist auf die dort gebrachten Hilfstafeln verwiesen. Auch im vorliegenden Normblatt wird gefordert, daß in der Regel der volle nutzbare Querschnitt F_N bezw. $\frac{F}{w}$ anzuschließen ist. Ausnahmen von diesem Grundsatze sind vorgesehen für Wechselstäbe, für Stäbe mit geringer oder keiner Spannung — diese sind nach konstruktiven Gesichtspunkten anzuschließen — und für Glieder von Windverbänden, soweit diese nicht in der Nähe einheitlicher zur Aufnahme von Windkräften geeigneten Fahrbahntafeln (s. oben) liegen. Ist dies jedoch der Fall, so sind auch die Glieder von Windverbänden mit dem vollen nutzbaren Querschnitt anzuschließen. Andernfalls ist ihr Anschluß nach der größten Stabkraft zu bemessen. Wechselstäbe sind nach der größten Stabkraft unter Berücksichtigung eines Zuschlages von 20% anzuschließen. Durch den Zuschlag wird bei nicht voll ausgenutzten Stäben auch im Anschluß eine Reserve für eine spätere Erhöhung der Verkehrslast gesichert. Gleichzeitig soll aber durch den Zuschlag der Anschluß auch mit Rücksicht darauf verstärkt werden, daß sich durch häufige Umkehr der Stabkraft die Gefahr vergrößert, daß die Niete locker werden. Zu beachten ist, daß nach dieser Bestimmung bei Wechselstäben mit großer Zugkraft u. U. ein größerer Wert als F_N angeschlossen werden muß.

Bei einer Neuauflage des Normblattes dürfte es sich vielleicht empfehlen, ebenso wie es nachträglich bei den BE geschehen ist, Bestimmungen über die zulässige Spannung in Ankerschrauben und Ankern (Rund-, Flach- und Profileisen) einzufügen. Bei der Reichsbahn ist hierfür eine Spannung von 1000 kg/cm² bei St 37 festgesetzt worden. Die Stoßzahl ist hierbei zu berücksichtigen.

Die bei Holzschwellen und Belägen zugelassenen Spannungen sind die gleichen wie in den BH der Reichsbahn. Für nicht getränkte Holzteile müssen die Spannungen um $^1/_3$ ermäßigt werden.

Die zulässigen Durchbiegungen sind bei Straßenbrücken noch etwas größer gewählt worden als bei Eisenbahnbrücken, in der Hauptsache wohl mit Rücksicht darauf, daß das Zustandekommen der zur Erzeugung der größten Durchbiegung erforderlichen ungünstigsten Laststellung bei Straßenbrücken unwahrscheinlich ist. Nach den Erfahrungen der Reichsbahn mit teilweise 40 Jahre alten Straßen- und Eisenbahnbrücken gleicher Durchbiegung sollen sich hieraus keine Nachteile ergeben haben.

Vermischtes.

Technische Hochschule Danzig. Die Technische Hochschule der Freien Stadt Danzig feiert vom 18. bis 20. Juli 1929 ihr fünfundzwanzigjähriges Bestehen, das — wissenschaftlich und kulturell gleich bedeutsam — festlich begangen werden soll[1]). Die Hochschule der alten Hansastadt an der Ostsee erwartet in diesen Festtagen ihre Angehörigen, ihre Freunde, ihre früheren Lehrer und Schüler aus aller Welt.

Die Erinnerung an Danzig und an hier verlebte schöne Sommertage wird in vielen den Wunsch lebendig werden lassen, dieses Fest mit uns zu begehen. Kommt alle, die Ihr Verständnis habt für die Kultur des Ostens, für ihre Aufgaben und ihre Schwierigkeiten!

Teilt uns möglichst bald mit, ob wir Euch mit Euren Angehörigen erwarten dürfen. Werbt auch bei Euren Freunden für diese Fahrt. Ihr könnt zu Wasser, zu Land oder in der Luft hierherkommen. Wir möchten möglichst zeitig für gute Unterkunft vorsorgen.

Gebt also schnell Eure Zusagen an die Hauptgeschäftsstelle unserer Hochschule. Wir freuen uns auf Euer Kommen!

Rektor und Senat der Technischen Hochschule Danzig.

Weltkraft-Teilkonferenz über Wasserkraftnutzung in Barcelona 1929. Die nächste Teiltagung der Weltkraftkonferenz findet vom 15. bis 23. Mai d. J. in Barcelona statt. Die Konferenz ist der Gesamt-Ausnutzung der Wasserkräfte gewidmet und wird das Stoffgebiet in fünf Themengruppen behandeln. Ihr Gegenstand sind:

1. die allgemeinen hydrologischen Aufgaben (Untersuchung der Wasserkräfte, hydrologische Charakteristik der einzelnen Länder, Veränderung der Wasserstände, Klassifizierung der Flüsse, Aufgaben der Kraftausnutzung),
2. die technischen Aufgaben (Entwurf, Bau und Betrieb der für die Wasserkraftnutzung bestimmten Bauten),
3. die wirtschaftlichen und finanziellen Aufgaben (Fragen der Rentabilität, der Verbrauchssteigerung, der verwaltungstechnischen Organisation, der Kraftverwendung in Industrie und Landwirtschaft),
4. die gesetzlichen Aufgaben (Feststellung des Unterschiedes zwischen wasserreichen und wasserarmen Ländern in seinem Einfluß auf die Gesetzgebung, sowie der gesetzlichen Grundlagen für den zwischenstaatlichen Energieaustausch),
5. die Maßnahmen des Wasserschutzes (Sicherung der Ufer, Bauten und Flußbecken, Verhütung von Überschwemmungen und ihre Bedeutung in technischer, wirtschaftlicher und sozialer Beziehung).

An die Tagung schließen sich in der Zeit vom 23. Mai bis 4. Juni Besichtigungen in Spanien an. Gleichzeitig mit der Konferenz finden die Weltausstellung in Barcelona und die Ibero-Amerikanische Ausstellung in Sevilla statt. Anmeldungen deutscher Teilnehmer sind zu richten an das Deutsche Nationale Komitee der Weltkraftkonferenz, Berlin NW 7, Ingenieurhaus, Friedrich Ebertstr. 27.

Umbau der Bahnanlagen bei Scunthorpe und Frodingham (London- & North-Eastern-Eisenbahn). Die Orte Scunthorpe und Frodingham liegen an der London- & North-Eastern-Railway halbwegs zwischen den Städten Doncaster und Grimsby in einem lebhaften Industriebezirk. Der zunehmende Güterverkehr machte eine bedeutende Vermehrung der Gleisanlagen erforderlich. Die neuen Gleise zerschnitten vielfach alte Verkehrsbeziehungen und hatten daher weitere Bauten im Gefolge: Verlegung der Hauptgleise und des Personenbahnhofs sowie die Errichtung mehrerer Brücken. Über die Arbeiten wird in „The Railway Engineer“ vom Dezember 1928 berichtet.

Wie aus dem Lageplan der Abb. 1 hervorgeht, wurde westlich des alten Personenbahnhofs eine Gruppe von 22 Aufstellgleisen mit einer durchschnittlichen Aufstellänge von je etwa 600 m geschaffen. Mit diesen Arbeiten wurde begonnen, da sie größtenteils in unbenutztem Gelände ausgeführt werden konnten. Sie erforderten rd. 180 000 m³ Bodenbewegung. Der Boden bestand zum größten Teil aus Sand und Ton, zum kleineren Teil aus Fels und wurde als Schüttung für die Rampen der zu verlegenden und über die Bahnanlagen zu führenden Straßen benutzt. Gleichzeitig wurden auch die Personen-Hauptgleise und ein durchgehendes Gütergleis an die Nordseite der neuen Gleisgruppe verlegt.

Unter den Straßenverlegungsarbeiten war die bedeutendste die Überführung der Straße von Brigg nach Scunthorpe, die vor dem Umbau die Bahn schienengleich kreuzte. Die Länge der Straßenverlegung beträgt 800 m und besteht im wesentlichen aus zwei 1 : 40 geneigten Rampen, die durch eine 122 m lange Eisenbetonbrücke verbunden sind. Die Brücke stellt einen

[1]) „Die Bautechnik“ wird zur Jubiläumsfeier voraussichtlich ein Heft herausbringen, dessen Inhalt lediglich aus fachwissenschaftlichen Arbeiten von Professoren der Technischen Hochschule Danzig besteht.

Die Schriftleitung.

Abb. 1.

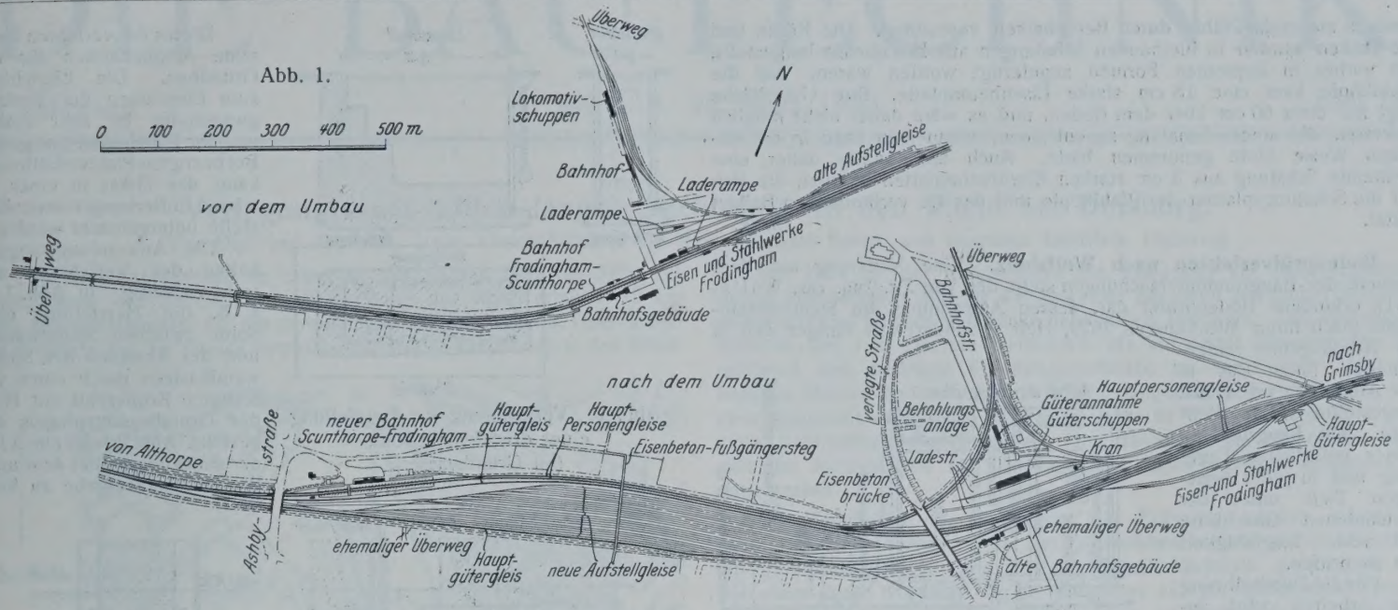
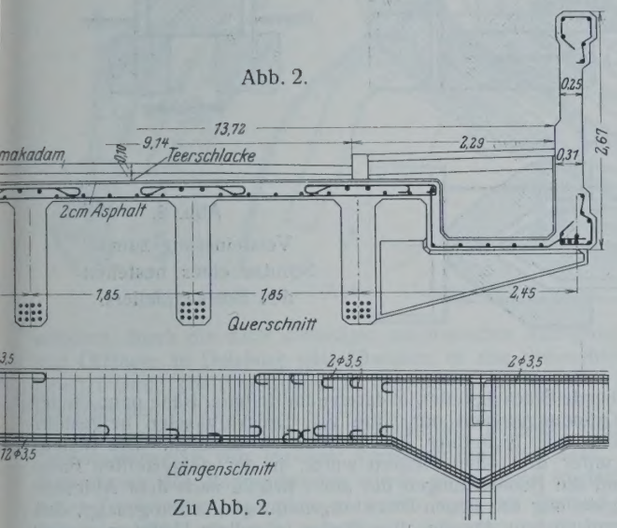


Abb. 2.



Zu Abb. 2.

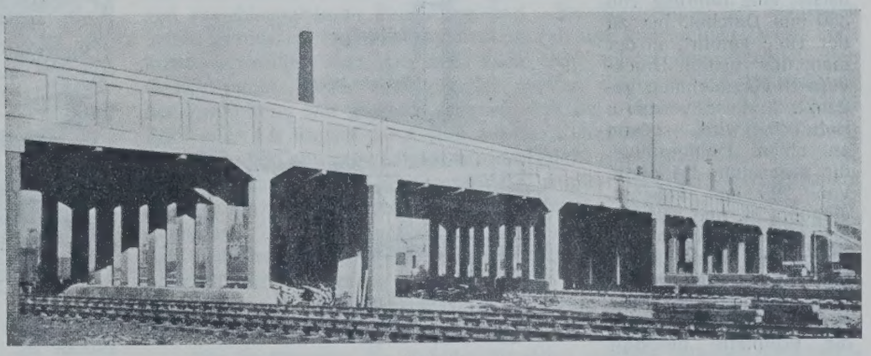


Abb. 3.

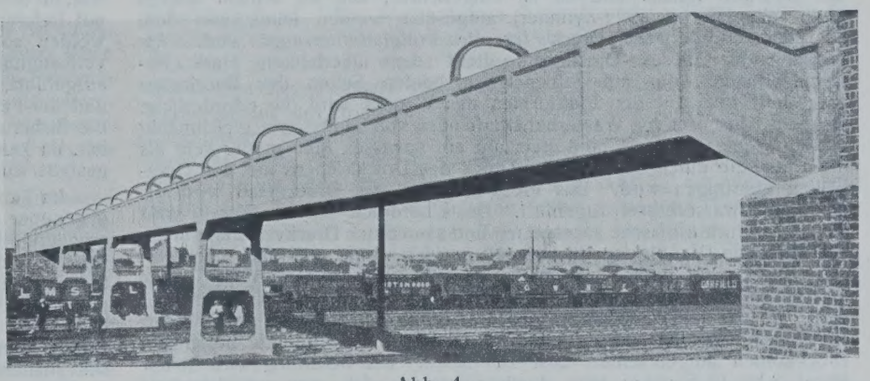


Abb. 4.

über acht Felder durchlaufenden Balken dar, dessen Spannweiten zwischen 9 und 22 m wechseln. Die Tragkonstruktion besteht aus sechs Längsträgern von 1,6 m Höhe und 38 cm Breite. Abb. 2 zeigt den Querschnitt der Brücke und die Bewehrung eines Längsträgers, Abb. 3 die Ansicht der fertigen Brücke.

Über die Aufstellgleise führt außerdem noch ein Fußgängersteg von 113 m Länge. Er ist gleichfalls aus Eisenbeton hergestellt, und zwar als vollwandiger Träger auf sechs Stützen. Abb. 4 zeigt das fertige Bauwerk.

Die Arbeiten fanden ihren Abschluß mit der Verlegung des Personen- und Ortsgüterbahnhofs; auch die hierzu erforderlichen Gebäude sind zum größten Teil in Beton erbaut.

Die neu geschaffenen Gleisanlagen sind insgesamt 29 km lang und fassen in der Aufstellgruppe 1700 Wagen, in den Ortsgütergleisen 160 Wagen. Lp.

Eisenbetonpfähle aus Schale und Kern. Bei einem Gasbehälter in Leicester (England) für 140000 m³ Gas, dessen Wasserbecken einen Durchmesser von 65 m hat, handelte es sich darum, eine Last von 47500 t, nämlich das Gewicht des Behälters mit Becken und dessen Füllung sowie der Betongründung, auf wenig tragfähigen Baugrund zu übertragen. Diese Aufgabe wurde mit Hilfe von Eisenbetonpfählen gelöst, die, wie Concrete & Construct. Eng. im Dezemberheft 1928 berichtet, auf eigenartige Weise hergestellt wurden. Auf den Boden wurde an der Stelle, die ein Pfahl einnehmen soll, ein fabrikmäßig hergestellter Pfahlfuß aus Beton und auf diesen eine eiserne Spindel von der Länge, die der Pfahl höchstens erreichen darf, aufgesetzt. Die Spindel ist äußerlich mit einem Schraubengewinde versehen. Um diese Spindel, auf dem Pfahlfuß ruhend, werden zwei halbzylindrische, im voraus angefertigte Betonschalen umgelegt, die innen die Gegenform der Schraube aufweisen. Sie werden mit Draht zusammengebunden. Die einzelnen Schalen sind etwa 60 cm lang; ihr Gewicht ist so bemessen, daß sie von einem Mann gehandhabt werden können. Auf das aus Schuh, Spindel und den beiden ersten Schalen bestehende Gebilde schlägt nun der Rammbär, bis der Schuh etwa 60 cm in den Boden eingetrieben ist, die Oberkante der beiden ersten Schalen also in Geländehöhe zu liegen kommt. Auf diesen Schalen wird das zweite Paar Halbzylinder aufgesetzt und wieder so weit eingetrieben, bis seine Kopffläche gerade noch aus dem Boden herausragt. Dieses Aufsetzen der Schalen und Einrammen der Spindel, die dabei den Pfahlfuß vor sich hertreibt und die Schalen mitnimmt, wird so lange fortgesetzt, bis die nötige Tiefe erreicht ist. Dann wird die Spindel aus den Schalen herausgeschraubt, so daß im Boden nur der Pfahlfuß und die Schalen verbleiben. In den so geschaffenen Hohlraum wird die Bewehrung in Korbform eingebracht und dann der Beton des Kerns eingefüllt.

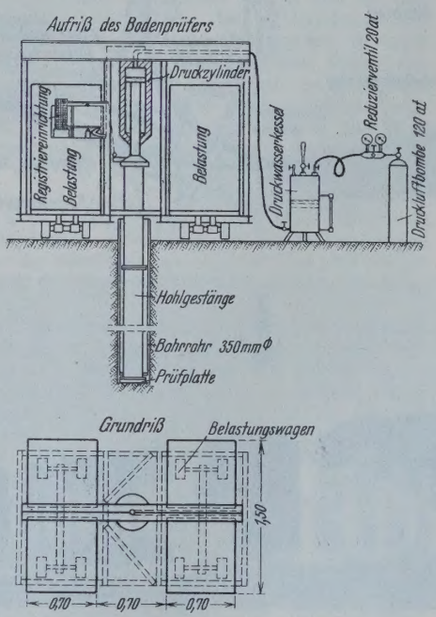
Dem beschriebenen Verfahren zum Herstellen von Betonpfählen wird nachgerühmt, daß seine Kosten in angemessenen Grenzen bleiben. Der Boden in der Umgebung des Pfahles wird beim Eintreiben verdichtet, ohne dann, wie es bei Verwendung eines Vortreibrohrs der Fall ist, beim Ausziehen des Vortreibrohrs wieder aufgelockert zu werden. Erde kann in das den Pfahl aufnehmende Loch nicht eindringen. Vor dem Einbringen der Bewehrung und des Betons kann die Innenfläche der Schalen abgeleuchtet und ihr Zustand festgestellt werden. Man weiß genau, wie lang der Pfahl ist. Alle Arbeit wird an der Erdoberfläche ausgeführt. Der Beton wird von einem besonderen Arbeitertrupp eingefüllt, und die Herstellung der Pfähle geht daher schnell vor sich.

Bei dem Gasbehälterbau in Leicester wurden 1316 Pfähle in der beschriebenen Art hergestellt. Sie sind im Mittel 5,65 m lang und stehen in 1,7 m Abstand.

Die Pfähle unter dem Mittelteil des Behälters erhielten einen Kopf in Pyramidenform; am Umfang wurden je drei in Richtung eines Durch-

messers stehende Pfähle durch Betonbalken verbunden. Die Köpfe und die Balken wurden in bleibenden Schalungen aus Eisenbeton hergestellt, die vorher in kupfernen Formen angefertigt worden waren. Auf die Pfahlköpfe kam eine 18 cm starke Eisenbetonplatte. Ihre Unterfläche liegt nur etwa 60 cm über dem Boden, und es wäre daher nicht möglich gewesen, die untere Schalung zu entfernen, wenn man dazu in der üblichen Weise Holz genommen hätte. Auch hier wurde daher eine bleibende Schalung aus 3 cm starken Eisenbetonplatten benutzt, die sich auf die Schalungsplatten der Pfahlköpfe und der sie verbindenden Balken stützt. Wkk.

Bodenprüfverfahren nach Wolfsholz. Eine Neuerung auf dem Gebiete der Baugrunduntersuchungen stellt der von Dr.-Ing. ehr. Wolfsholz erfundene Bodenprüfer dar, dessen Anwendung die Siemens-Bauunion (nach ihren Mitteilungen 1929, Heft 1, Januar) seit einiger Zeit in ihr Arbeitsgebiet aufgenommen hat. Das in der Abbildung im Schnitt dargestellte Gerät dient dazu, den Baugrund in seiner natürlichen Lagerung und in jeder beliebigen Tiefe unter der vorhandenen Oberfläche auf seine Tragfähigkeit hin zu prüfen.



Für die Durchführung der Arbeiten wird zunächst eine Bohrung von 350 mm Durchm. bis zu der Tiefe geführt, in der man den ersten Druckversuch vorzunehmen gedenkt. In dieses verrohrte Bohrloch wird sodann an einem Hohlgestänge die sogenannte Prüfplatte von 290 mm Durchm. eingebracht, und zwar so, daß die Druckebene der Platte ein wenig unterhalb des Bohrschuhes liegt (s. Abbildung). Das Hohlgestänge, an dem die Prüfplatte befestigt ist, reicht bis über das Bohrloch hinaus und ist so eingerichtet, daß an seinem oberen Ende ein Druckgefäß (-Zylinder) aufgesetzt werden kann, von dem aus der erforderliche Druck für die Prüfplatte erzeugt wird. Als Auflager für dieses Druckgefäß dient der Querbalken eines Belastungswagens, der auf Schienen zu beiden Seiten des Bohrloches aufgestellt ist. Auf den Plattformen des Wagens wird die erforderliche Gegenlast in Form von Wasserbehältern oder von Sandsäcken gleichmäßig verteilt. Die Gegenlast muß stets um ein gewisses Maß größer sein als die Kraft, die durch den höchsten Druck des Druckkolbens auf den Querbalken übertragen wird. Das Preßwasser für das Druckgefäß wird aus einem Preßwasserkessel zugeführt. Der Überdruck für den Kessel wird aus einer Druckluftflasche entnommen und kann durch Druckverminderungsvorrichtungen (Ventile) genau geregelt werden. Eine selbsttätige Schreibeinrichtung sorgt dafür, daß der in dem Druckgefäß herrschende Druck und gleichzeitig das Eindringen der Prüfplatte in den Boden aufgezeichnet wird, um für jeden Zeitpunkt des Versuches einen Vergleich zwischen der Einsenkungstiefe der Prüfplatte und der auf die Prüfplatte durch den Druckkolben aufgebrachten Last zu haben. Die Belastung wird in der Regel 8 bis 12 Stunden lang durchgeführt, so daß man mit Sicherheit annehmen kann, daß eine weitere Bewegung der Prüfplatte bei gleichbleibendem Druck nicht eintreten wird. Je nach der Beschaffenheit des Bodens und der für das zukünftige Bauwerk beabsichtigten Gründungsart wird man dann in demselben Bohrloche in weiteren Tiefen den Versuch ein oder mehrere Male wiederholen.

Bodenverfestigung auf chemischem Wege. Als Ergänzung der üblichen Grundbauarten wird neuerdings das durch In- und Auslandpatente geschützte Bodenverfestigungs-Verfahren nach Dr.-Ing. Joosten angewendet, das darin besteht, daß zwei die Verfestigung bewirkende Chemikalien in den Boden eingebracht werden. Eine Vorbedingung für die Anwendung des Verfahrens ist das Vorhandensein von quarzhaltigen Bodenbestandteilen.

Das Verfahren lehnt sich an solche Vorgänge in der Natur an, bei denen durch stoffliche (chemische) Umwandlungen von Bodensäuren und Salzen im Laufe von Jahrtausenden Sandsteine oder Menggesteine (Konglomerate) gebildet werden. Die erforderlichen Stoffe werden bei dem Verfestigungs-Verfahren dem Boden in solchem Maße zugeführt, daß die Verfestigung innerhalb von zwei Minuten eintritt. Die verfestigten Körper haben eine Druckfestigkeit von 35 bis 40 kg/cm² und können sofort belastet werden, nachdem die Zuführung der Verfestigungsstoffe beendet ist. Lehmige oder tonige Beimengungen beeinflussen das Gelingen des Verfahrens nicht. Auch ist es gleichgültig, ob die zu verfestigenden Schichten über oder unter dem Grundwasserspiegel liegen.

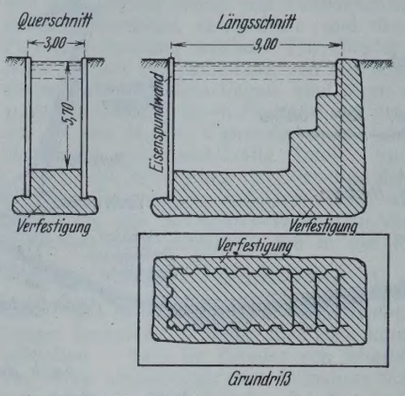


Abb. 1. Verfestigung zur Herstellung einer druckfesten Sohle (im Grundwasser).

Dieses Bauverfahren bietet neue Möglichkeiten für den Grundbau. Die Einrichtung zum Einpressen der Verfestigungsstoffe ist sehr einfach und ihr Platzbedarf nur gering. Bei beengten Platzverhältnissen kann das Gerät in einer gewissen Entfernung von der Baustelle untergebracht werden.

Die Anwendungsmöglichkeiten des Verfahrens sind recht vielseitig. In Abb. 1 ist z. B. die Herstellung einer Sohle zwischen Spundwänden und der Abschluß des Spundwandkastens durch einen verfestigten Körper bis zur Höhe des Grundwasserspiegels dargestellt. Abb. 2 zeigt einen Fall der Anwendung, bei dem unter Wasser die Aufgabe zu lösen

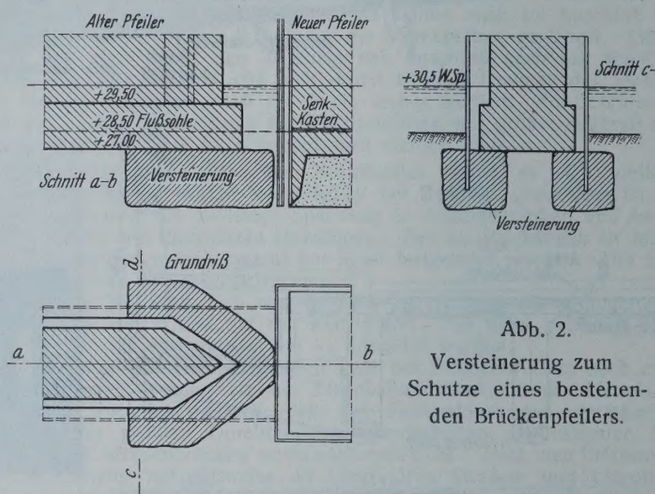


Abb. 2. Versteinerung zum Schutze eines bestehenden Brückenpfeilers.

war, für bestehende Brückenpfeiler, in deren unmittelbarer Nähe neue Pfeiler mit tieferen Gründungssohlen mit Hilfe von Druckluftkasten hergestellt werden sollten, eine Sicherung des Bodens zu schaffen. Die Bodenverfestigung unter den alten Pfeilern wurde in der dargestellten Form ausgeführt, und die Beobachtungen der alten Brücke nach dem Abteufen und der Fertigstellung der neuen Druckluftgründungen haben gezeigt, daß die Sicherungsmaßnahme für die alten Pfeiler in vollem Umfange genügt hat, da keinerlei Veränderungen durch Setzungen oder Absenkungen festgestellt wurden.

Im Tief- und Tunnelbau werden durch die Anwendung des Verfahrens gegenüber anderen Bauarten überall da Vorteile zu erzielen sein, wo schwierige Bodenverhältnisse angetroffen werden, wie z. B. Schwimmsandschichten, da bei der chemischen Verfestigung Lösungen zur Anwendung kommen, die auch bei Vorhandensein von feinsten Korngrößen den Boden durchdringen, ohne sich zu entmischen. Das Verfestigungsverfahren eignet sich besonders für solche Fälle, wo durch die Baumaßnahmen dem Boden keine Bestandteile entzogen werden dürfen. Verfestigte Körper sind nahezu wasserundurchlässig. Daher ist das Verfahren auch zum Abdichten von Bauwerken gegen Wasserandrang mit Erfolg angewendet worden. Die Verfestigungsstoffe wurden dabei ganz nach Bedarf unmittelbar in die Mauerwerkskörper aus Beton oder Ziegelsteinen eingepreßt, wobei sich zeigte, daß selbst bei lange bestehenden Bauwerken die Einpressung der Verfestigungsstoffe in die Mauerwerkskörper selbst möglich ist und eine vollkommene Abdichtung erreicht wird.

Personalnachrichten.

Preußen. Die Staatsprüfung haben bestanden: die Regierungsbauführer August Keil (Wasser- und Straßenbaufach), Karl Günther, Martin Hatje (Eisenbahn- und Straßenbaufach).

Hamburg. Der Senat hat den Dipl.-Ing. Curt Hensen auf den 1. Oktober 1928 zum Baurat bei der Wasserstraßendirektion Hamburg ernannt.

INHALT: Die Untergrundbahn Omoniaplatz—Attiki in Athen. — Die Brücke über den Kleinen Belt (Fortsetzung). — Die Normen für Straßenbrücken. — Vermischtes: Technische Hochschule Danzig. — Weltkraftkonferenz über Wasserkraftnutzung in Barcelona 1929. — Umbau der Bahnanlagen bei Scunthorpe und Frodingham (London- & North-Eastern-Eisenbahn). — Eisenbetonpfähle aus Schale und Kern. — Bodenprüfverfahren nach Wolfsholz. — Bodenverfestigung auf chemischem Wege. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

7. Jahrgang | BERLIN, 22. März 1929 | Heft 13

Alle Rechte vorbehalten.

Verlegung eines 130 m langen Stichrohres in den Rhein bei Duisburg.

Von Dipl.-Ing. **Spetzler,** stellv. Geschäftsführer des Ruhrverbandes Essen, und Ingenieur **Gottlieb,** Duisburg.

Der vom Ruhrverband in Essen in den Jahren 1922 bis 1924 zur Durchführung der Arbeiten zur Reinhaltung der Ruhr erbaute 12 km lange Abwassersammler für das Abwasser der Städte Mülheim, Oberhausen und Duisburg hat im letzten Sommer eine zweite Einleitung in den Rhein

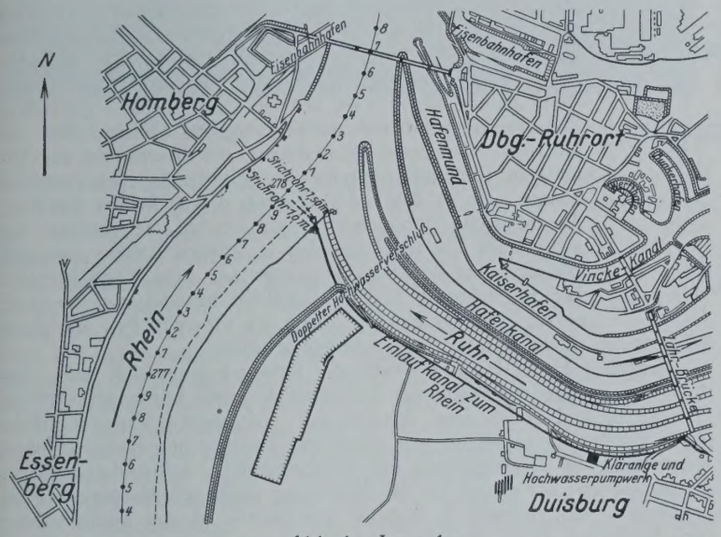


Abb. 1. Lageplan.

erhalten, durch die nach vorheriger mechanischer Reinigung durch Siebe und Ölfänger in Duisburg das Abwasser in den Stromstrich des Rheins geleitet wird. Die Einleitungsstelle liegt im Stromkilometer 278 unmittelbar oberhalb der Ruhrmündung (Abb. 1).

Die Ruhr bleibt heute zum Schutze der in diesen Städten liegenden Trinkwasserwerke von jeglicher Verschmutzung verschont. Durch diese Maßnahmen des Ruhrverbandes wurde nicht allein hygienisch einwandfreies Trinkwasser geschaffen, es wurde auch der Zustand der Duisburg-Ruhrorter Häfen dadurch bedeutend verbessert, weil heute Abwasserschlamm der Ruhr nur noch mit ganz wenigen Ausnahmen in die Häfen kommen kann.

Zum Schutze des Rheins und der Duisburg-Ruhrorter Hafenmündungen gegen Verschlammungen sowie zur Erzielung einer möglichst guten Verteilung des Abwassers wurde das von der Stadt Duisburg im Jahre 1897 verlegte und vom Ruhrverband übernommene Stichrohr von 1 m Durchm. benutzt. Der Abfluß aus der städtischen Kläranlage gelangte durch dieses Rohr in den Stromstrich und wurde somit in kürzester Frist unschädlich gemacht. Schon im Jahre 1897 war von der Stadt Duisburg als Ausmündung ihrer Kläranlage das heute noch benutzte erste Mündungsrohr an dieser Stelle in den Rhein verlegt.

Seit 1924 hat der Ruhrverband die Kläranlage als Genossenschaftsanlage übernommen und für das Abwasser des oben erwähnten Sammlers mitbenutzt und zu diesem Zwecke beträchtlich erweitert. Das vorhandene Stichrohr von 1 m Durchm. vermochte die anfallende Wassermenge bei mittleren und niedrigen Rheinwasserständen zu bewältigen. Erst bei höheren Wasserständen trat ein am Ufer eingebauter Regenüberlauf, und zwar insgesamt etwa sechs Wochen im Jahre in Tätigkeit. Um aber auch diese unmittelbare Einleitung am Ufer zukünftig zu vermeiden, hatte sich der Ruhrverband für die Verlegung eines weiteren Auslaufrohres entschlossen.

Die Vorarbeiten für Aufstellung des Entwurfs wurden schon im Jahre 1925 aufgenommen. Bei der Entwurfsbearbeitung wurde besonders auf größte Sparsamkeit und Zweckmäßigkeit Rücksicht genommen, was vor allem durch Beschränkung der Rohrlänge auf ein Mindestmaß erreicht werden konnte, weil die Verlegungskosten im Verhältnis zur Rohrlänge von ausschlaggebender Bedeutung sind. Bei Bestimmung der Rohrlänge wurde grundsätzlich daran festgehalten, daß das Rohr seinen Zweck vollkommen erfüllen muß, daß aber auch nicht zuletzt die wirtschaftlichen Gesichtspunkte außer acht gelassen werden dürfen. Die Mindestlänge der Rohrleitung war dadurch gegeben, daß bei keinem Wasserstande der Ruhr oder des Rheins der Abfluß aus der Kläranlage in die Ruhrmündung oder die oberhalb gelegenen Ruhrorter Häfen gelangen durfte. Um diese wirtschaftlichste Rohrlänge zu ermitteln, wurden bei den verschiedensten Rhein- und Ruhrwasserständen Schwimmer- und Färbversuche vorgenommen. Das Ergebnis dieser sehr eingehenden Untersuchungen war, daß auch unter den ungünstigsten Verhältnissen eine Einleitung in 100 m oder größerer Entfernung vom Ufer nicht mehr in die Ruhr oder Häfen gelangte. Im Genehmigungsverfahren wurde alsdann für das zweite Rohr eine Länge von 128 m festgelegt.

Für Bestimmung des Rohrdurchmessers war die zulässige Druckhöhe sowie die von dem Abwassersammler herangeführte Gesamtwassermenge ausschlaggebend. Die Wassermenge beträgt nach vollem Ausbau des gesamten ausgebauten Entwässerungsgebietes mit einer Fläche von 4500 ha 5 m³/sek. In dieser Wassermenge ist ein Teil des gesamten anfallenden Regenwassers von Duisburg-Altstadt mit einbegriffen. Zur Verminderung des Druckhöhenverlustes wurde eine möglichst geradlinige Rohrführung angestrebt. Das Mundstück der Rohrleitung wurde als stumpfwinkliger Krümmer ausgebildet und erhielt eine Drehung stromab, weil die sonst allgemein angewandten trompetenartig ausgebildeten und abgeflachten Mundstücke im Betriebe keine besonderen Vorteile bieten. Der Rohrquerschnitt erhielt einen Durchmesser von 1,50 m.

Im übrigen mußte bei der Planung auf das schon eingebaute Rohr Rücksicht genommen werden. Wie aus Abb. 2 zu ersehen ist, wurde ein Mindestabstand der beiden Rohrachsen von 3 m eingehalten, um Schwierigkeiten bei der Verlegung des neuen Rohres und insbesondere Beschädigungen des vorhandenen Rohres zu vermeiden.

Die Überschüttungshöhe war 1,50 m. Die eigentliche Verlegungsrinne mußte mit Rücksicht auf eine Vertiefung 3,20 m tief gebaggert werden. Ihre Sohlenbreite war 2,50 m, die Böschung unterstromseitig 1 : 3, oberstromseitig 1 : 4.

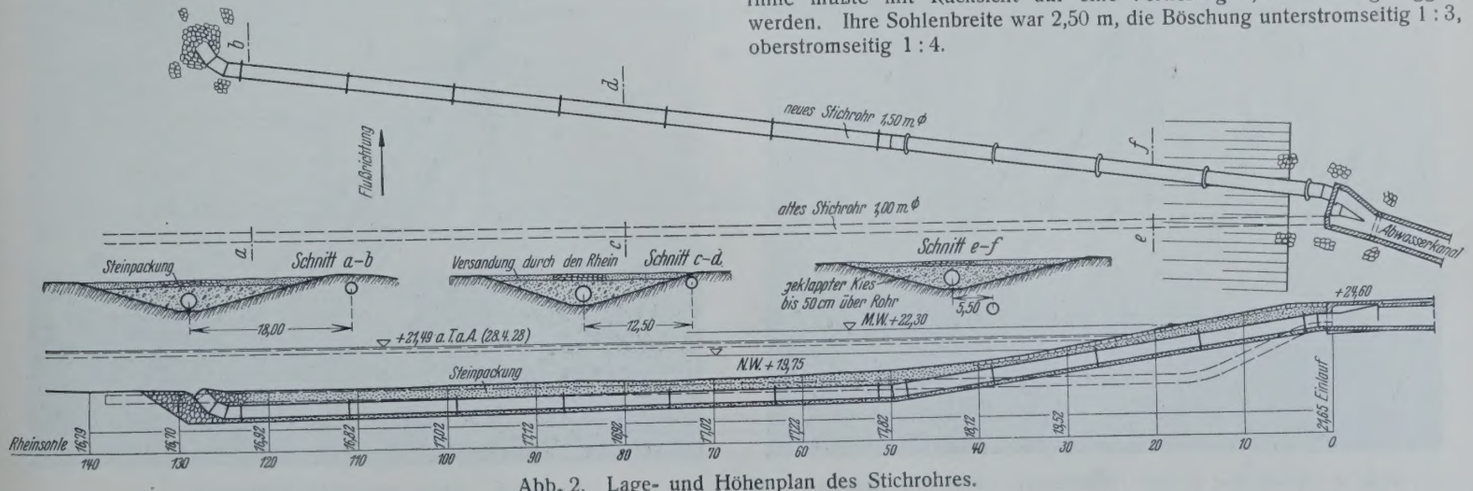


Abb. 2. Lage- und Höhenplan des Stichrohres.

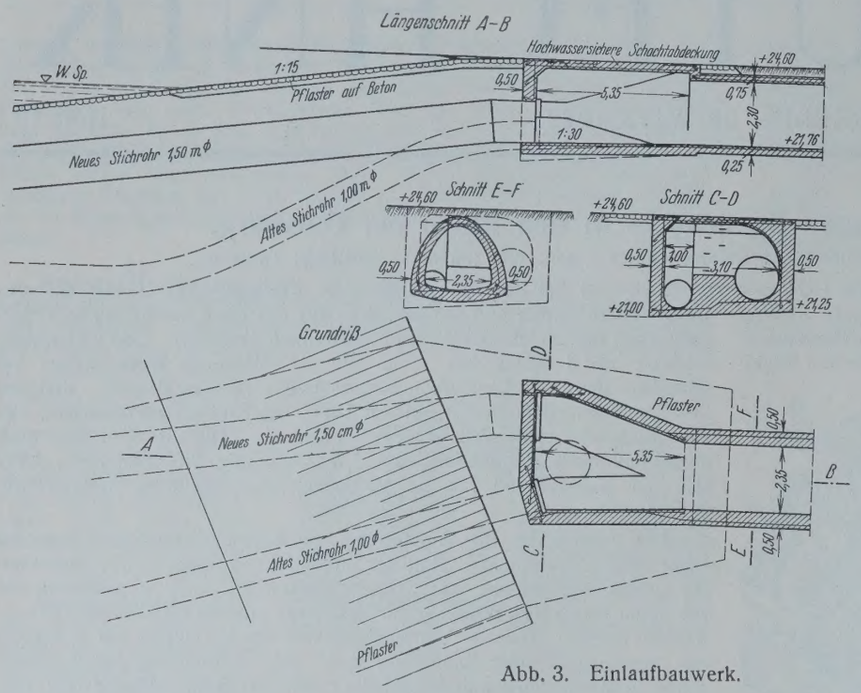


Abb. 3. Einlaufbauwerk.

Das Einlaufbauwerk Abb. 3 ist so ausgebildet worden, daß beide Rohre gleichzeitig dauernd betrieben werden können. Eine besondere Überfallschwelle erübrigt sich deshalb. Es wurden lediglich Dammbalkenschlitze vorgesehen, damit ein Spülen der Leitungen bei höheren Mittelwasserständen stattfinden kann. Ein Regenauslaß erübrigt sich, weil die beiden Rohre nunmehr bei allen Wasserständen zur Abführung des Zuflusses ausreichen. Zur Verminderung des Druckhöhenverlustes beim Pumpbetrieb ist in der Bauwerkdecke eine Öffnung vorgesehen, die gewöhnlich wasserdicht verschlossen ist und nur bei Hochwasser geöffnet werden soll.

Im Mai 1928 konnte mit den Verlegungsarbeiten begonnen werden. Die Rohre lieferte das Werk Huckingen. Der Antransport geschah auf dem Wasserwege unmittelbar bis zum Montageplatze neben der Verwendungstelle. Die mit Wassergas überlappt geschweißten Rohre wurden in Baulängen von 12 m aus bestem basischen Siemens-Martin-Flußeisen von 34 bis 40 kg/mm² Festigkeit und 25% Dehnung hergestellt. Als Wandstärke wurden 12 mm gewählt, damit unzulässige Verformungen eines 30 m frei liegenden Rohrstranges bei voller Belastung nicht eintreten konnten. Die im Lieferwerk vorgenommenen Belastungsversuche zeigten dann auch ein äußerst günstiges Ergebnis. Die einzelnen Rohrschüsse wurden untereinander mit Festflanschen verbunden. Hierdurch war eine bessere Stabilität gegen Verdrehungen während der Verlegung gewährleistet. Diese Verbindungen wiesen die 1,5fache Festigkeit des normalen Rohrquerschnitts auf, so daß man gegen Beschädigungen der Verbindungen bei unerwarteten Beanspruchungen während des Absenkungsvorganges geschützt war. Gegen die Rostgefahr wurden die Rohre von innen und außen heiß asphaltiert. Ein besonderer Schutz der inneren Rohrwandung gegen einen Verschleiß durch Sand war nicht notwendig, weil der Sand vorher in der 2 km ruhraufwärts liegenden Kläranlage abgefangen wird.

Mit der Ausführung der Verlegungsarbeiten wurde die auf dem Gebiet erfahrene Firma Gerh. Hülskens & Co., Wesel, beauftragt, die einen Gerätepark, bestehend aus Baggern, Schiffshebeböcken, Dampfern, Nachen und sonstigem Versenkungsgeschirr im Gesamtwerte von etwa 2 Mill. R.-M. bereitstellte. Das früher fast ausschließlich angewandte Absenkungsverfahren mittels Spindeln von einem eingerammten feststehenden Gerüst aus konnte nicht angewandt werden. Einmal, weil sonst der an der Absenkungsstelle vorhandene lebhafte Schiffsverkehr — es passieren die Baustelle täglich im Durchschnitt 300 Schleppzüge und Dampfer — für längere Zeit, wenn auch nicht vollständig lahmgelegt, so doch sehr wesentlich beeinträchtigt worden wäre. Zu gewissen Zeiten besonders starken Verkehrs wäre das rd. 140 m in den Fluß gebaute Gerüst ein sehr gefährliches Hindernis namentlich für zu Tal gehende Schleppzüge gewesen. Die Einfahrt für diese in die kanalisierte Ruhrmündung wäre fast zur Unmöglichkeit geworden. Zum anderen bestand noch die große Gefahr, daß ein plötzlich auftretendes Hochwasser des Rheins bei der benötigten langen Bauzeit die begonnenen Arbeiten zerstören konnte. Durch das bei Verlegung dieses Rohres gewählte Absenkungsverfahren mit schwimmenden Hebeböcken, die nicht mehr als sechs Stunden in Anspruch nahm, wurden alle vorgenannten Schwierigkeiten aus dem Wege geräumt. Die Behinderung für die Schiffahrt bestand nur für diese kurze Zeit, so daß sie nicht ins Gewicht fiel, da diese Arbeiten an einem Sonntag vorgenommen wurden.

Nachdem etwa 100 m oberhalb der Rohrverlegungsachse eine Vorrinne von genügender Breite zur Aufnahme des vom Rhein mitgeführten Geschiebes und somit zum Schutze der eigentlichen Verlegungsrinne gegen Verkiesung gebaggert war, wurde bei einem sehr günstigen Rheinwasserstand die Ausbaggerung der Verlegungsrinne selbst durchgeführt. Inzwischen war auf einem für die Verlegung günstigen Montageplatz im linkseitigen Ruhrvorlande (s. Abb. 4) unmittelbar an der Ruhrmündung der Rohrstrang fertig montiert und an beiden Rohrenden mit Blindflanschen wasserdicht verschlossen. Nur der landseitige Krümmer ist später nach Verlegung des Rohrstranges im Trockenen angeschraubt worden. Nachdem so alle Vorbereitungen getroffen waren, konnte an einem Sonntag die eigentliche Versenkung des Rohrstranges vorgenommen werden. Von der Rheinstrombauverwaltung waren für diesen Tag besondere schiffahrtpolizeiliche Sicherheitsmaßnahmen vorgesehen. Oberhalb und unterhalb sowie unmittelbar an der Versenkungstelle wurden Wahrschauen aufgestellt, die den Verkehr überwachten und während des Absenkungsvorganges selbst völlig unterbanden. Der an Land montierte Rohrstrang mit einem Gesamtgewicht von etwa 85 t wurde von 3 Schiffshebeböcken von je 125 t, 100 t und 80 t Tragkraft mit je 2 kuppelbaren Dampfwinden mit kleinster Übersetzung unterstromseitig an 11 Aufhängestropps gefaßt (s. Abb. 5). — Die Aufhängestropps bestanden aus 40 mm starken elastischen Drahtseilen, die um den Rohrmantel an den Flanschenverbindungen befestigt wurden. Da der Rhein bei stürmischem Wetter einen erheblichen Wellenschlag verursacht, so mußte zum Schutze der Leitung ein Ausgleich der etwa auftretenden ungleichmäßigen Beanspruchungen stattfinden. Dies geschah dadurch, daß die Aufhängeseile in den Schlaufen der Rollen beweglich angeordnet wurden.

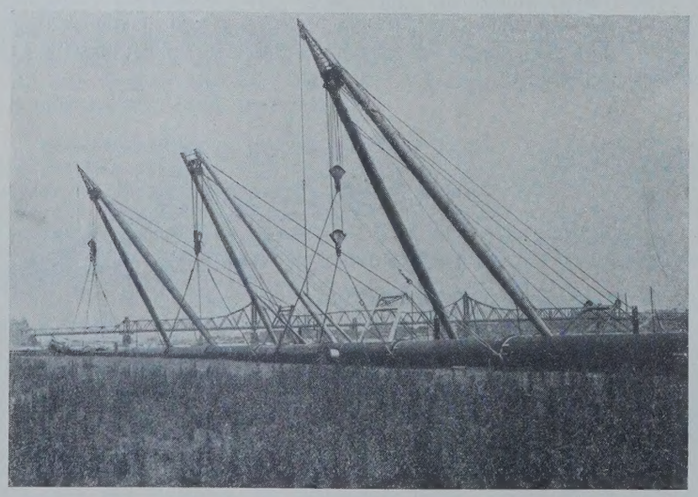


Abb. 4. Rohrstrang in den Hebeböcken, fertig zum Anheben.

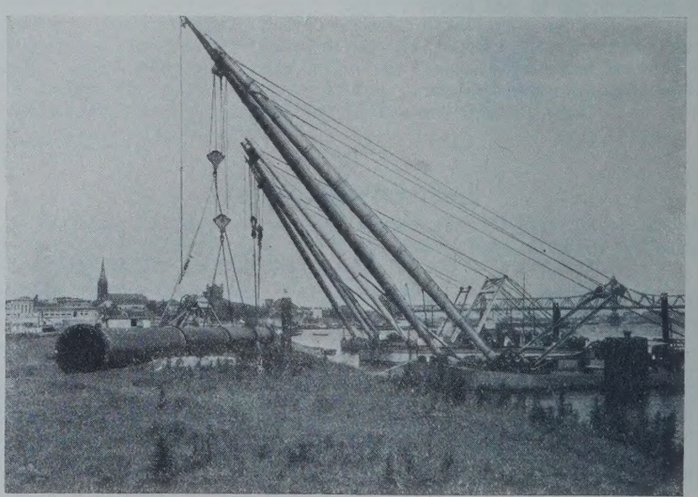


Abb. 5. Fertig montierter Rohrstrang.

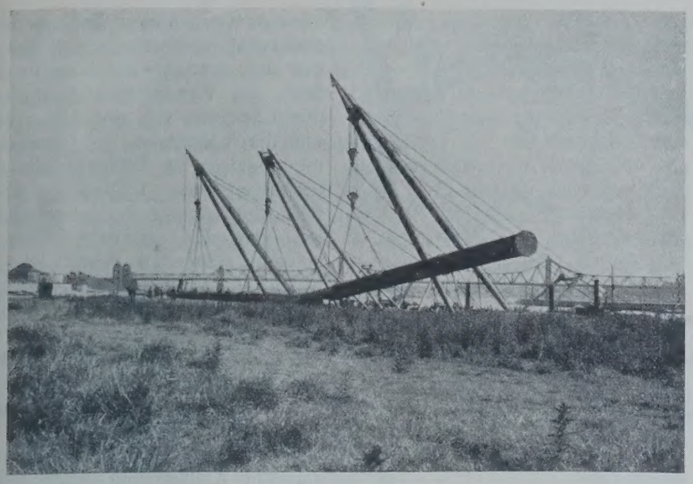


Abb. 6. Aufgehängter Rohrstrang, fertig zum Zuwasserlassen.

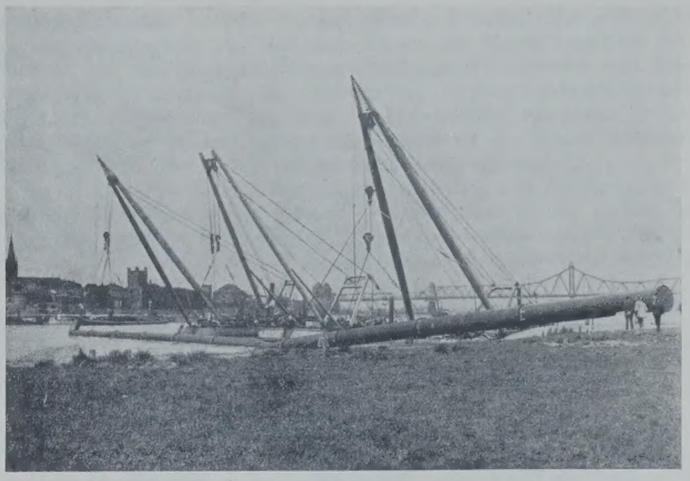


Abb. 7. Rohrstrang in der Verlegungsachse, fertig zum Absenken.

Nachdem das Rohr auf dem Montageplatz um 90° gedreht worden war (Abb. 6), wurde der Rohrstrang zu Wasser gelassen. Ein Havarieren der Fahrzeuge beim Zuwasserlassen war ausgeschlossen, da die Ruhrmündung infolge Rückstaues vom Rhein keine Strömung aufwies. Erst beim Einschwimmen des Rohrstranges in den Stromstrich war größte Vorsicht geboten. Dieses Einschwimmen geschah durch langsames Verholen an den nach oberstrom ausgefahrenen Ankern. Drei im Rhein etwa 200 m oberstrom vor Anker nebeneinander liegende Eimerkettenbagger mit zur Stützung herabgelassener Eimerleiter waren dazu bestimmt, den Rohrstrang beim Einschwimmen in die Strömung weiterhin zu halten. Nachdem auf diese Weise das Rohr in die Rohrachse eingeschwenkt war (Abb. 7), konnte der eigentliche Absenkungsvorgang selbst beginnen. Die an beiden Enden angebrachten Blindflanschen wurden gelöst. Die Öffnung des aufsteigenden Astes diente als Luftablaß, die am Mundstück für die Wasserzuführung. Für das Füllen der Rohrleitung wurden zwei in Bereitschaft liegende Pumpenboote benutzt. Um eine gefährliche Beanspruchung der Rohrleitung zu vermeiden, mußte das Füllen und Absenken möglichst schnell geschehen, denn durch den völlig eingetauchten Rohrstrang gingen rd. 200 m² Durchflußfläche des Rheins, d. i. rd. $^1/_7$ des Gesamtquerschnitts bei dem derzeitigen Wasserstand, während der Absenkungszeit verloren. Das gleichmäßige Absenken des Rohrstranges wurde dadurch bewirkt, daß auf den drei Hebeböcken Meßlatten aufgestellt waren, deren Zeiger unmittelbar durch eine Schnur vom Rohrstrang aus bewegt wurden. Die Zeiger konnten von den Windeführern übersichtlich beobachtet werden. Durch vereinbarte Zeichen war dem Kommandoführer und der Bauleitung jederzeit die Lage des Rohres bekannt. Es gelang so, ohne besondere Schwierigkeit das Rohr entwurfsgemäß zu verlegen. Nach Entfernen des Versenkungsgeschirrs und Lösen der Stropps konnten die in Bereitschaft stehenden Klappnachen mit Klappmaterial in kurzer Zeit über der Verlegungsrinne entleert werden. Eine Veränderung der Rohrlage durch die Rheinströmung war danach ausgeschlossen.

Nachdem das Rohr seine planmäßige Überschüttung von 1,50 m über Rohroberkante erhalten hatte, wurde eine Sicherung durch eine 6 m breite, 40 cm starke Basaltsteinschüttung vorgenommen. Auf eine Sicherung des Mündungstückes wurde besonderer Wert gelegt. Unter dem Schutze eines Taucherschachtes wurde die Rheinsohle an der Rohrmündung in einem Umkreis von etwa 80 m² Fläche mit Bruchsteinen in Beton abgepflastert. Damit schleifende Schiffsanker an den Rohrenden nicht hängenbleiben können, war das Rohrmündungsstück glatt ohne irgend eine Verstärkung durch Winkel- oder Flacheisen ausgebildet. Für die eben geschilderte Versenkungsarbeit, beginnend mit Zuwasserbringen des Rohrstranges, endigend mit Verlegung des Rohres in die Baggerrinne, wurden, wie schon anfangs erwähnt, nicht mehr als sechs Stunden gebraucht. Gewiß eine beachtliche Leistung! Es kann nur empfohlen werden, daß man sich in ähnlichen Fällen nicht allein wegen der großen Kostenersparnisse, sondern auch wegen der Einfachheit und Kürze der Arbeit für das vorgenannte Versenkungsverfahren entscheidet.

Die bei der Reinigung des Isebeckkanals in Hamburg verwendeten neuartigen Schwimmwehre.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. **Bernhard Sturmfels,** Hamburg.

Der Isebeck bildete früher einen in die kanalisierte Alster bei der Maria-Louisenstraße einmündenden Bachlauf. Er wurde 1883 in seinem unteren Lauf zu einem Schiffahrtkanal mit Landungsplätzen ausgebaut (Abb. 1). Der Wasserlauf diente einem größeren Teil des nordwestlichen Grenzgebietes von Hamburg und Altona als Vorfluter. Mit der Zunahme der Bebauung im oberen Gebiete des Bachlaufes nahm seine Frischwasser-

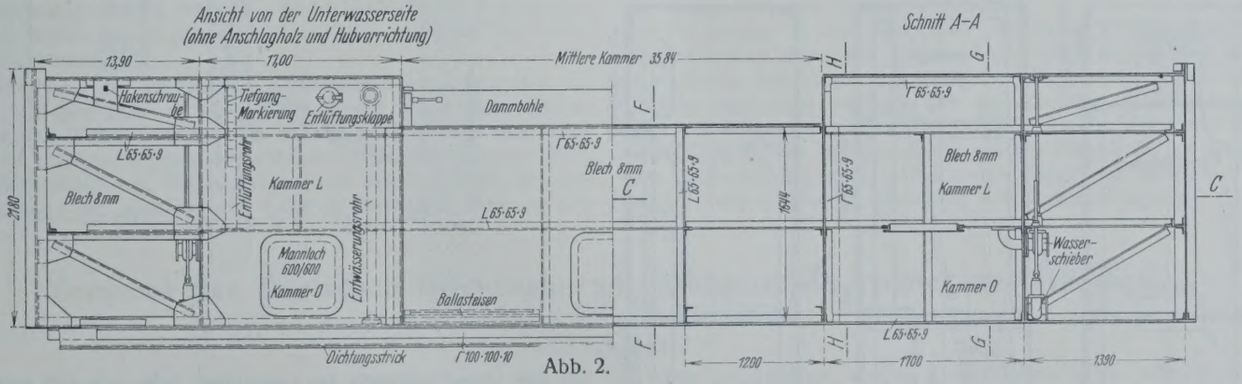


Abb. 2.

Abb. 3.

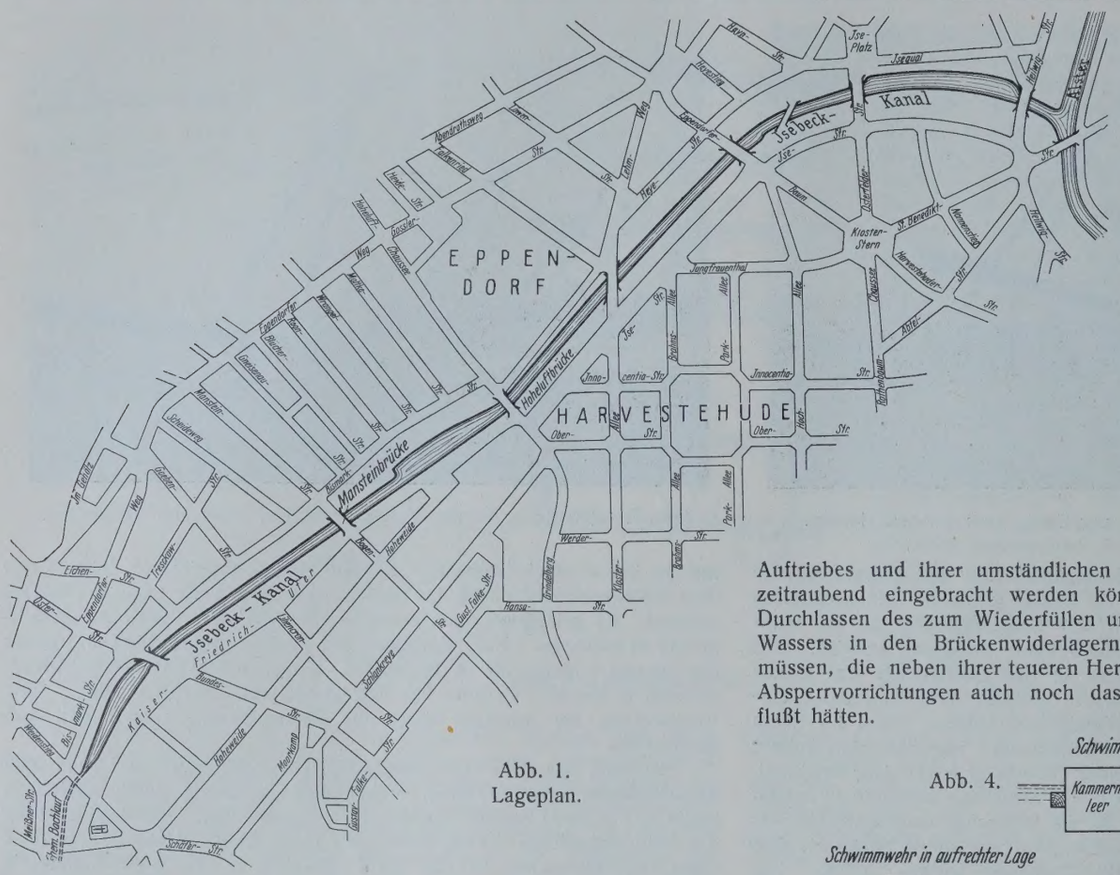


Abb. 1.
Lageplan.

menge mehr und mehr ab, während die Verunreinigungen infolge der Bebauung sich inzwischen durch den Anschluß der Bebauung an die Kanalisation und an ein für sie erbautes großes Stammsiel verminderten.

Es verblieben aber die Verunreinigungen infolge des herbstlichen Blätterfalles von den angrenzenden Grün- und Böschungsflächen, sowie von den bei starken Regengüssen Schmutzstoffe in gewisser Verdünnung dem kanalisierten Bachlauf zuführenden Notauslässen; ferner wurde von der angrenzenden Bebauung aus dauernd der Kanal verunreinigt.

Da dem Isebeckkanal Frischwasser nicht zugeführt wird, die alljährlichen Reinigungen und Baggerungen im Kanal aber zur Beseitigung der Ablagerungen und Schwimmstoffe nicht ausreichten, wirkte sich besonders in der heißen Zeit der Kanal wie ein Faulbecken aus, in dem die faulenden Stoffe unter Gasentwicklung hochstiegen, was lebhafte Klagen von den Bewohnern der nachbarlichen Bebauung hervorrief.

Das Ingenieurwesen der Baubehörde (Oberbaudirektor Leo) beschloß daher, durchgreifende Mittel zu versuchen und zeitweise den am meisten verschmutzten oberen Teil des Isebeckkanals abzusperren, das Wasser des abgesperrten Kanalteiles in die Siele der Kanalisation abzuleiten, durch Spülung von der Alster her und durch Reinigung im Trockenen die abgelagerten Schmutzstoffe zu beseitigen und schließlich nach Fertigstellung der Reinigungsarbeiten von der reichliche Wassermengen führenden Alster Frischwasser dem zeitweise abgesperrten Kanal wieder zuzuführen. Zu diesem Zweck wurde im Entwurf für den Neubau der Mansteinbrücke eine Abdämmung des Kanals bei dieser im Lageplan (Abb. 1) angedeuteten Brücke vorgesehen.

Für eine derartige vorübergehende Abdämmung werden im allgemeinen hölzerne Dammbalken verwendet, die jedoch wegen ihres Auftriebes und ihrer umständlichen Handhabung nur sehr schwer und zeitraubend eingebracht werden können. Außerdem hätte man zum Durchlassen des zum Wiederfüllen und Spülen des Kanals erforderlichen Wassers in den Brückenwiderlagern Umläufe mit Schiebern anordnen müssen, die neben ihrer teueren Herstellung und Unterhaltung mit ihren Absperrvorrichtungen auch noch das Brückenbild sehr ungünstig beeinflußt hätten.

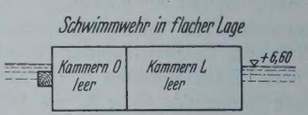
Abb. 4.


Abb. 6.

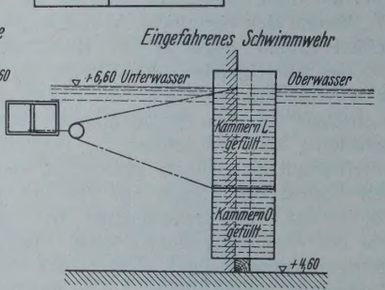


Abb. 8.

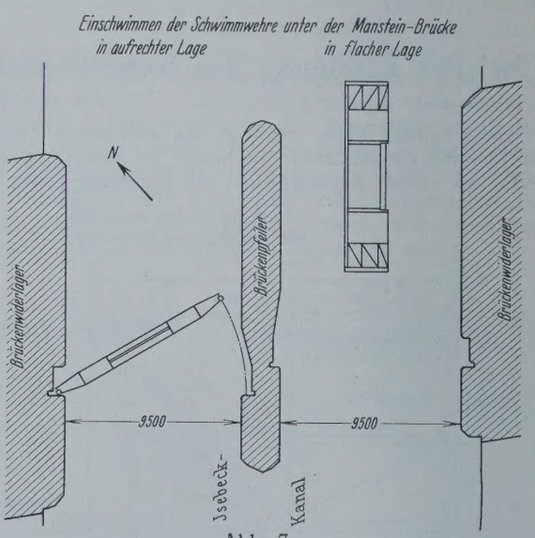


Abb. 7.

Um diese Nachteile zu vermeiden, habe ich die nachstehend beschriebenen Schwimmwehre entworfen.

Die Mansteinbrücke ist eine Eisenbetonbalkenbrücke mit zwei Durchfahrtöffnungen von je 9,5 m l. W. Jede Brückenöffnung wird mit einem Schwimmwehr geschlossen, so daß also für die Abdämmung des Kanals zwei Wehre erforderlich sind. Ein solches Schwimmwehr besteht aus einem flachen, ausgesteiften, allseitig geschlossenen, wasserdichten und sowohl in flacher als auch in aufrechter Lage schwimmbaren eisernen Kasten mit seitlichen Anschlagkragarmen (Abb. 2 u. 3). In der Mitte des Wehres ist eine mittels Dammbohle verschließbare Aussparung vorgesehen

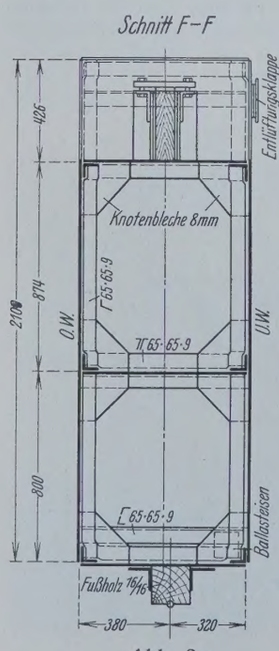


Abb. 2a.

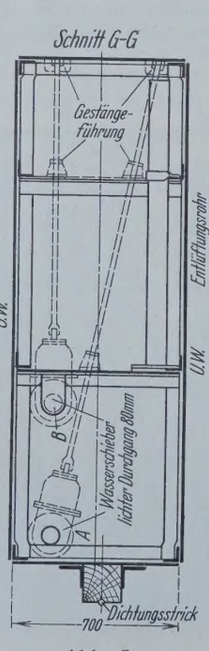


Abb. 5.

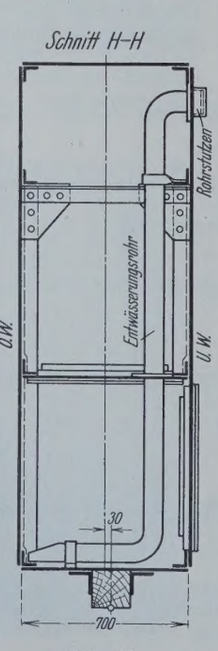


Abb. 11.

(Abb. 2 u. 2a). Die Länge eines Schwimmwehres beträgt 9,96 m, seine Höhe, in Wehrmitte bis Dammbohlenoberkante gemessen, 2,15 m, und seine Breite oder Tiefe 0,70 m. Das Wehr sitzt im eingebrachten Zustande mit seinem Fußholz auf einer in der Kanalsohle eingebauten Eisenbetonplatte und liegt mit seinen seitlichen Anschlaghölzern gegen Granitsteinanschläge, die in Nischen der Brückenwiderlager und des Brückenpfeilers angeordnet sind. Sie sollen das Kanalwasser bei einer Wassertiefe von etwa 2 m abdämmen. Solange die Wehre nicht benutzt werden, liegen sie beim Lagerplatz Hegestraße-Isebeckkanal. Sie haben in flacher Lage einen Tiefgang von 0,50 m (Abb. 4), so daß sie auch in einem mit Untiefen versehenen Kanal leicht an die Verwendungsstelle, im vorliegenden Falle also an die Mansteinbrücke, geschleppt werden können.

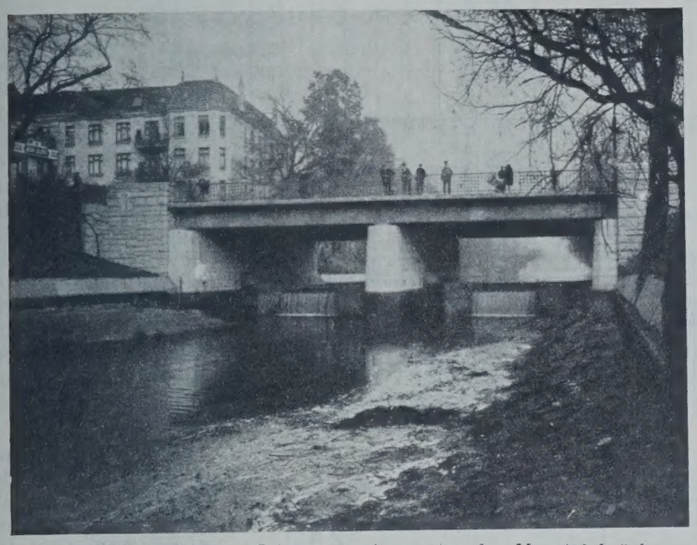


Abb. 9. Eingefahrene Schwimmwehre unter der Mansteinbrücke bei gezogenen Dammbohlen.

Um die Wehre einzubringen, werden sie in flacher Lage unter die Brücke bis dicht an die Anschläge herangeschleppt. Jeder Wehrkasten ist in fünf Kammern eingeteilt, die gegenseitig wasserdicht abgeschlossen sind. Die seitlichen Kammern *O* und *L* eines jeden Wehres können mit Wasser gefüllt werden, während die mittlere Kammer ständig leer bleibt. Sobald die Wehre in flacher Lage unter der Brücke liegen, werden die Wasserschieber *A* (Abb. 5) mittels Schlüssels vom Boot aus geöffnet, worauf sich die Kammern *O* mit Wasser füllen. Diese Kammern verlieren hierdurch ihren Auftrieb und versinken im Wasser, so daß das Wehr sich in etwa drei Minuten in schwimmender Lage aufrichtet (Abb. 6). Die Kammern *O* sind nun so groß bemessen, daß bei ihrer vollständigen Füllung das Wehr aufrecht schwimmt. In der aufrecht schwimmenden Lage wird das Wehr mit dem einen Ende in die Nische des Brückenwiderlagers hineingeschoben und mit dem anderen Ende in die Nische des Brückenpfeilers hineingeschwenkt (Abb. 7). Durch Öffnen der Wasserschieber *B* (Abb. 5) wird Wasser in die Kammern *L* eingelassen, worauf das Wehr vollständig absinkt (Abb. 8). Wenn beide Wehre eingebracht sind, wird das Wasser des abgesperrten Kanalteiles durch das Siel beim Weidenstieg abgelassen.

Zum Wiederfüllen des abgesperrten Kanalteiles können entweder die Dammbohlen gezogen (Abb. 9) oder beide Wehre angehoben werden. Zum Anheben der Wehre befindet sich an jedem Wehrende eine Hubvorrichtung mit kräftiger Hubschraube (Abb. 10). Die Hubschraube greift in eine Stahlgußmutter ein, die auf dem Kopf des Anschlagholzes befestigt ist, während die ebenfalls aus Stahlguß bestehende Führung des Hubschraubenkopfes mit der eisernen Wehrkonstruktion fest verbunden ist. Das Anschlagholz liegt auf dem I-Eisen der Wehrkonstruktion verschiebbar auf und wird an diesem durch die Hubschraube und eine Führung aus Winkeleisenstücken festgehalten. Werden die Hubschrauben mittels Knarrschlüssels aus den Muttern herausgedreht, so nehmen sie die Wehrkonstruktion mit und stützen sich alsdann auf die beiden senkrecht stehenden und in ihrer Lage verbliebenen Anschlaghölzer.

Ist die Kanalstrecke und sind damit gleichzeitig auch die Kammern *O* durch die offen gelassenen Schieber *A* wieder mit Wasser gefüllt, so schwimmen die Wehre wieder aufrecht und können alsdann aus den Nischen der Brückenwiderlager und des Brückenpfeilers herausgefahren werden.

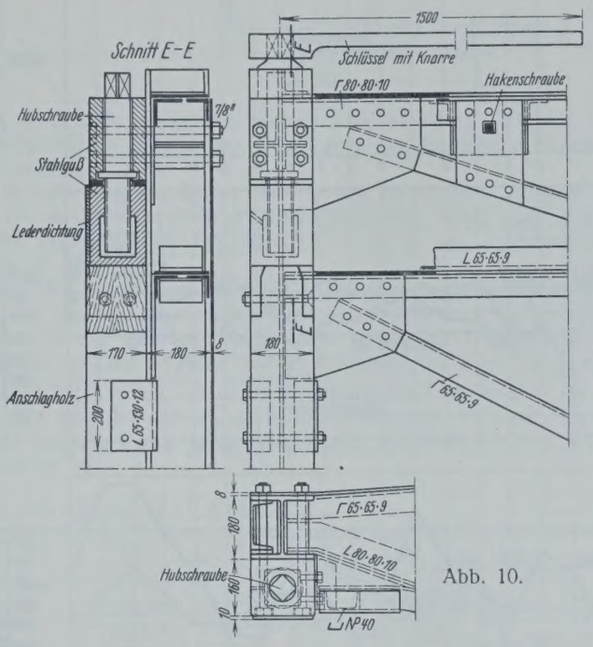


Abb. 10.

Sie werden in Längsrichtung der Kanalachse gelegt und mittels Handpumpe, die an den Rohrstutzen (Abb. 11) der Entwässerungsrohre angeschlossen wird, leer gepumpt, worauf sie sich in die flache Lage zurücklegen.

Die Wehrkonstruktion ist so ausgeführt worden, wie sie im Ausschreibungsplan vorgesehen war. Obwohl Versuchsmodelle nicht gemacht worden waren, arbeiten die Schwimmwehre doch gut. Sie sind von der Firma Schmidt, Kranz & Co., Nordhäuser Maschinenfabrik A.-G., in zufriedenstellender Weise angefertigt worden.

Es ist beabsichtigt, bei Ersatz der etwa 460 m vom Wehr der Mansteinbrücke entfernten abgängigen hölzernen Hoheluftbrücke durch eine massive Brücke, auch hier eine Verwendung der Schwimmwehre vorzusehen, so daß alsdann eine noch größere Kanalstrecke auf diese Weise gründlich gereinigt werden kann.

Da ein solches Schwimmwehr auch in flacher Lage schwimmt, kann es außer zur Abdämmung auch als Arbeitsponton bei Arbeiten an Bauten im Wasser verwandt werden.

Vor kurzem ist der Isebeckkanal mit diesen Schwimmwehren bei der Mansteinbrücke abgesperrt und das Wasser des abgesperrten Kanalteiles beim oberen toten Ende des Kanals am Weidenstieg durch ein Siel in die Elbe abgelassen worden. Die umfangreichen Schlammassen in der Nähe des Weidenstieges wurden alsdann, soweit der durch das Wehr erzeugte Spülstrom nicht ausreicht, von der Feuerwehr mit gutem Erfolg dem Sielheber zugespült. Die weitere Reinigung soll mit Hilfe von Baggern und späterer Durchspülung vorgenommen werden.

Versuche der Deutschen Reichsbahn mit Bauhölzern verschiedener Herkunft.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. **K. Schaechterle**, Stuttgart.

(Schluß aus Heft 7.)

Wegen des Einflusses der Jahresringe, der Lage im Stamm und der Herkunft und Art der Hölzer gilt das allgemein unter den Zugversuchen Gesagte (vergl. auch Abb. 18).

In Abb. 19 ist ein zeichnerisches Gesamtbild sämtlicher Festigkeitswerte gegeben, das auch über die Einflüsse der Ästigkeit, Wasserlagerung, Lage im Stamm, Herkunft und Art der Hölzer Auskunft gibt.

V. Knickfestigkeit.

Die Knickfestigkeit von Stäben großer Abmessungen, wie sie im Holzbau üblich sind, ist bis jetzt nicht festgestellt worden.

Die Druckflächen wurden durch Hobeln genau eben und senkrecht zu den Seitenflächen bearbeitet. Die Stäbe wurden zwischen zwei ebene, geschliffene Stahlplatten, die sich gegen polierte Stahlkugeln stützten, so eingebaut, daß der geometrische Schwerpunkt der Endflächen in die Achse der Maschine fiel. Die Stäbe wurden stufenweise langsam belastet bis zur Höchstlast, unter der sich der Stab schnell ausbog und die Kraftanzeige sank. Die Versuchsanordnung ist aus Abb. 19 zu ersehen.

1. Einzelstäbe. Es wurden 66 Versuche an lufttrockenem Bauholz mit Schlankheitsgraden von 25 bis 140 durchgeführt, und zwar an Ganzhölzern, Halb- und Viertelhölzern. Außerdem wurden noch an 46 Würfeln

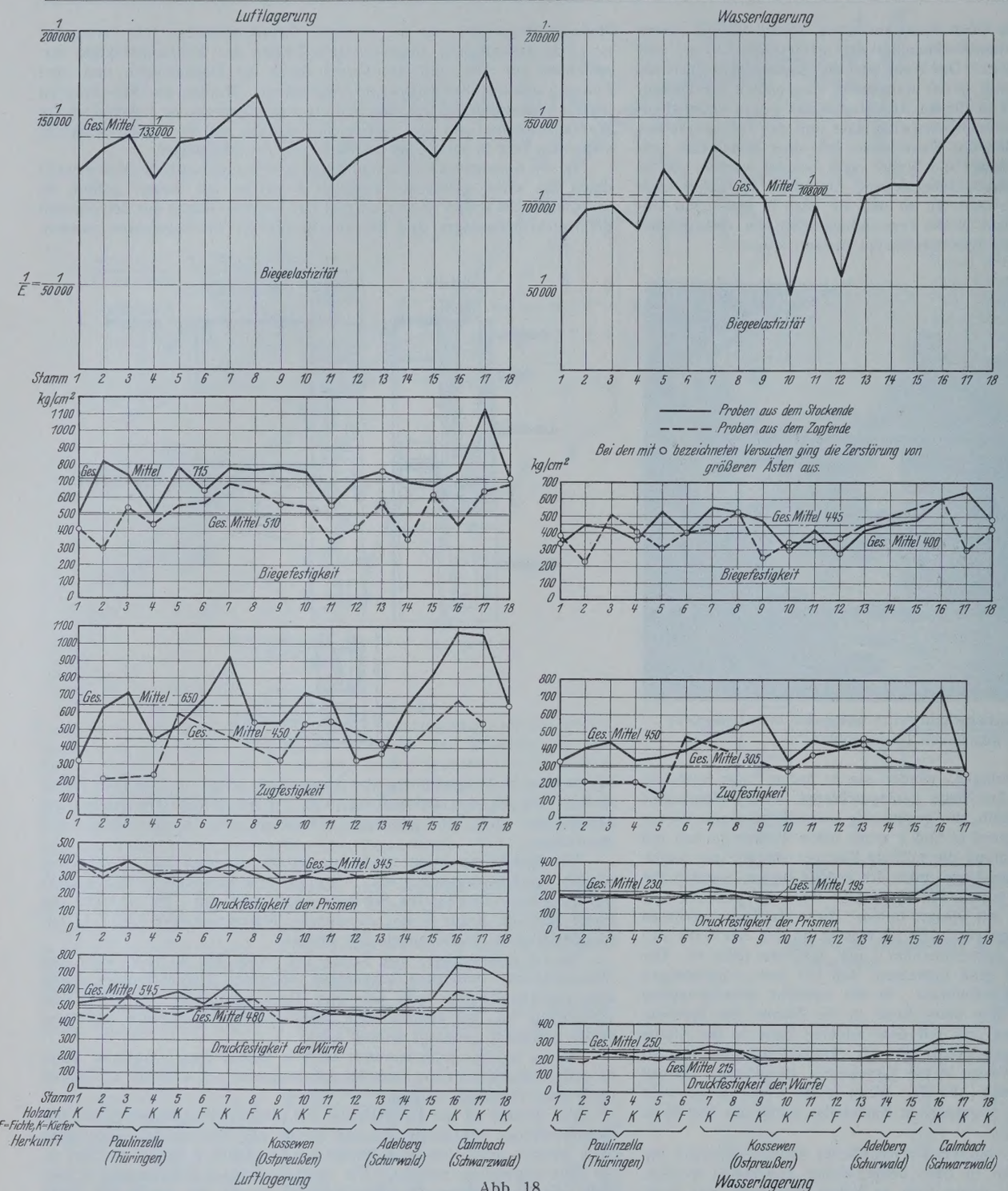


Abb. 18.

und Prismen die Druckfestigkeit bestimmt zur Vervollständigung der Knickspannungslinien. Der Feuchtigkeitsgehalt der Stäbe wurde zu rd. 22 % ermittelt; er entsprach also den in der Praxis am häufigsten vorkommenden Verhältnissen.

Die Ergebnisse sind in Abb. 20 u. 21 dargestellt.

Die Knickspannungslinie der „Vorläufigen Bestimmungen für Holztragwerke" stellt für die Ganzhölzer ziemlich genau die Linie der Mittelwerte der Versuche dar, während sie bei den Halb- und Viertelhölzern teilweise über den Mittelwerten liegt. Die kleinste tatsächliche Knicklast beträgt hier im unelastischen Bereich rd. 55 %, im elastischen um rd. 75 % der rechnungsmäßigen.

Das rührt her von der einseitigen Lage des Kernholzes, der im allgemeinen damit verbundenen größeren natürlichen Exzentrizität (s. nächster Absatz) sowie vor allem von dem Einfluß der Äste und Wuchsfehler.

Infolge des ungleichmäßigen Aufbaues des Holzes über dem einzelnen Querschnitt und über die ganze Länge des Holzes (ungleichmäßiger Abstand der Jahresringe, ungleiche Verteilung des Spätholzes, Äste, Wuchsfehler u. a.) fällt der geometrische Schwerpunkt der Querschnitte nicht mit dem tatsächlichen zusammen. Es ist daher fast ausnahmslos bei geometrisch zentrischer Belastung tat-

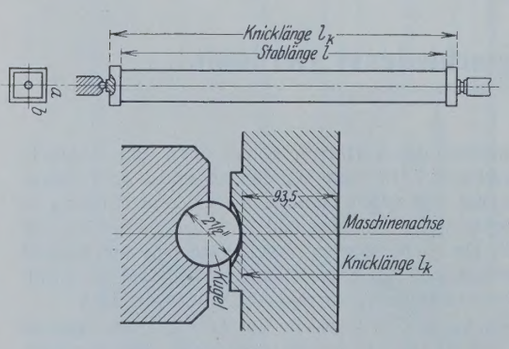


Abb. 19.

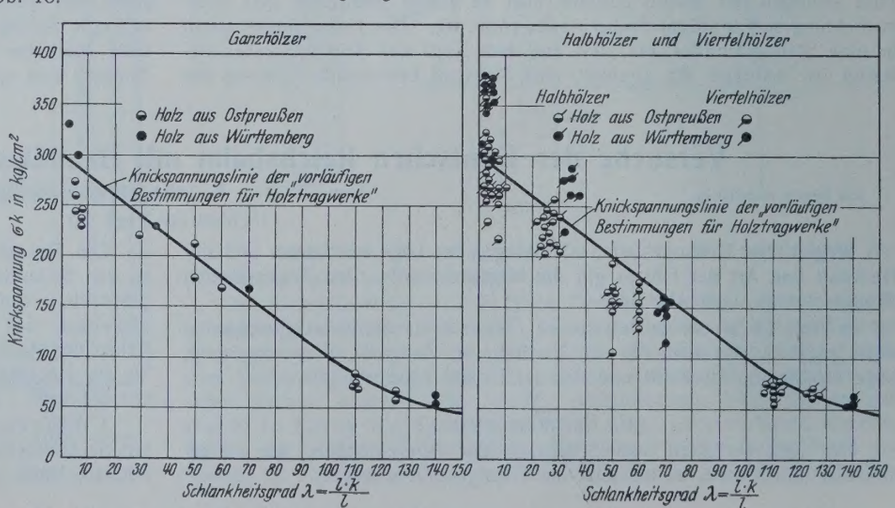


Abb. 20 u. 21. Knickfestigkeiten von lufttrockenemBauholz für verschiedene Schlankheitsgrade bei geometrisch-zentrischer Belastung.

sächlich ein exzentrischer Kraftangriff vorhanden. Um nun den Einfluß dieser „natürlichen Exzentrizität" auf die Knickfestigkeit festzustellen, wurden die Stabenden (oben und unten gleichmäßig) entgegen der Richtung des Ausbiegens beim ersten Versuch so lange verschoben, bis die Höchstlast erreicht war. Die Ergebnisse sind aus der Zusammenstellung in Tabelle 16 ersichtlich.

Tabelle 16.

Bezeichnung des Stabes	Querschnitt	Schlankheitsgrad	Knicklast P_k bei geometrisch zentr. Belastung	Verschiebung in Richtung y x siehe Abb. 12	Höchstlast bei dieser Verschiebung	Verhältnis von geom. zentr. Knicklast / Höchstlast
	Ganzholz					
$10\,^5/_6$	□	110	43 500	+ 8 + 12	45 500	0,95
$11\,^5/_6$	„	125	37 500	+ 6 — 4	40 750	0,92
$12\,^5/_6$	„	110	44 700	+ 10 + 4	51 500	0,87
$18\,^5/_6$	„	140	18 200	— 4 + 3	20 000	0,91
	Halbholz					
10 5b	▯	110	17 200	+ 12 — 4	21 500	0,80
11 5a	„	125	18 000	0 — 1,5	20 700	0,87
11 5b	„	125	18 600	+ 4 — 1	20 100	0,92
12 6a	„	110	22 500	— 3,5 + 1	23 250	0,97
12 6b	„	110	20 850	+ 3 — 4	23 350	0,89
18 5b	„	139	8 200	+ 1 + 2,5	9 500	0,87

Im ungünstigsten Falle wurde bei Stab 10^5b bei geometrisch zentrischer Belastung nur das 0,8-fache der Höchstlast erreicht. Bemerkenswert sind die in Abb. 22 gezeichneten Linien der Ausbiegungen dieses Stabes für die zwei Belastungsfälle. Die erste Linie zeigt deutlich, daß es sich hier um keine reine Knickung handelt, sondern auch noch um Biegung, d. h. um ausmittigen Kraftangriff, während die zweite Linie die für den reinen Knickvorgang kennzeichnende Ausbiegungslinie darstellt.

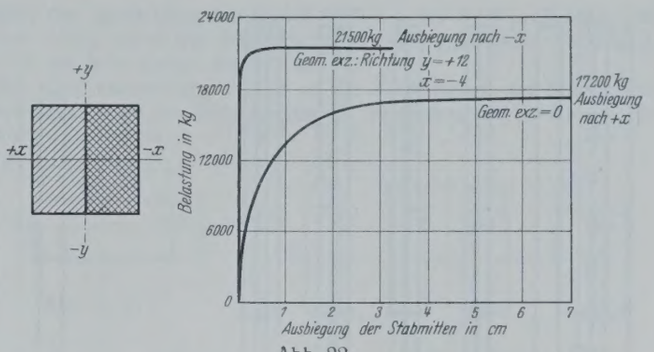


Abb. 22.

2. Zusammengesetzte Stäbe. Zweigliedrige Stäbe. Mit zusammengesetzten Druckstäben sind bisher nur vereinzelte Versuche gemacht worden.

Die Aufteilung und Bauart der Prüfstäbe ist aus Abb. 23 bis 28 ersichtlich. Die Schrauben wurden möglichst gleichartig, mäßig stark angezogen.

Die Ergebnisse für den Stab $9\,^5/_6$ sind in der Zusammenstellung Tabelle 17 eingetragen.

Bei den Versuchen Nr. 2 bis 5 betragen die Höchstlasten 77 bis 100% der des entsprechenden Vollstabes. Bei Versuch Nr. 5 erst knickte der Stab in der Richtung der y-Achse aus. Das Trägheitsmoment J_y betrug hier rund das 2,7-fache des Trägheitsmoments J_x in bezug auf die Stoffachse bei $\lambda = 109$. Bei den Versuchen Nr. 7 bis 10 ($\lambda = 70$) ist der Stab ohne Rücksicht auf J_y, d. h. die Entfernung der zwei Einzelstäbe, stets in Richtung der y-Achse ausgebogen, und zwar bis zum Bruch bei Versuch Nr. 10.

Tabelle 17. Ergebnisse der Druckversuche mit Stab $9\,^5/_6$.

1 Versuch Nr.	2 Bauart nach Abb.	3 Knicklänge L_k cm	4 Querschnitt F cm	5 Trägheitsmomente J_x cm⁴	6 J_y cm⁴	7 J_y/J_x	8 Schlankheitsgrad λ errechnet mit J_x	9 J_y	10 Krümmung des Stabes unter $P=3000$ kg in Richtung x mm	11 y mm	12 Knicklast nach B H²)	13 Höchstlast beim Versuch P_k kg	14 σ_k kg/cm²	15 Richtung, in der der Stab ausknickte	16 $\frac{V}{R}=\frac{\text{Spalte 13}}{\text{Spalte 12}}$	17 Höchstlast in % der des entsprechenden Vollstabes
1	4	864,0	778	50 490	50 490	1	107	107	— 1	0	67 900	59 000	76	+ y	0,87	—
2	13 u. 15	864,0	753	48 860	45 760	0,94	107	111	— 6,5	+ 1,5	61 200	41 000	54	— x	0,67	77[1])
3	13 u. 16	864,0	753	48 860	62 090	1,27	107	95	— 9	0	82 900	46 700	62	— x	0,56	88
4	13 u. 17	875,0	753	48 860	82 320	1,68	109	84	— 12	+ 3	99 100	49 700	66	— x	0,50	94
5	13 u. 18	875,0	753	48 860	133 900	2,74	109	66	+ 3	+ 2	63 400	53 000	70	+ y	0,84	100
6[3])	13 u. 18	875,0	753	48 860	133 900	2,74	109	66	—	—	126 500	50 000	66	+ x	0,40	94
7	13 u. 17	567,1	753	48 860	82 320	1,68	70	54	0	4	—	80 000[4])	106	+ y	—	—
8	13 u. 16	567,1	753	48 860	62 090	1,27	70	62	— 2	— 3	—	80 000[4])	106	+ y	—	—
9	13 u. 15	567,1	753	48 860	45 760	0,94	70	73	+ 1	+ 4	—	80 000[4])	106	+ y	—	—
10	13 u. 17	566,5	753	48 860	82 320	1,68	70	54	+ 1	+ 4	120 500	96 750	128	+ y	0,81	—
11	13 u. 15	336,7	753	48 860	45 760	0,94	42	44	—	—	162 700	146 500	195	—	0,91	—

[1]) Beim entsprechenden Vollstab wäre $P_k = 59\,000 \cdot \frac{61\,200}{67\,900} \approx 53\,100$ kg.

[2]) Mit dem der Knickrichtung entsprechenden Trägheitsmoment.

[3]) Der Stab blieb nach dem 5. Versuch in der Maschine; es wurden sämtliche Muttern 10 bis 15 mm gelöst, die Schrauben etwas gelockert und der Stab erneut belastet.

[4]) Um Zerstörung zu vermeiden, wurde bei $P = 80\,000$ kg entlastet.

Tabelle 18. Ergebnisse der Druckversuche mit Stab $5\,^5/_6$.

1 Versuch Nr.	2 Bauart nach Abb.	3 Knicklänge L_k cm	4 Querschnitt F cm²	5 Trägheitsmomente J_x cm⁴	6 J_y cm⁴	7 J_x/J_y	8 Schlankheitsgrad λ[2])	9 Krümmung des Stabes unter $P=3000$ kg in Richtung x mm	10 y mm	11 Knicklast nach B H²)	12 Höchstlast beim Versuch P_k kg	13 σ_k kg/cm²	14 Richtung, in der der Stab ausknickte	15 $\frac{V}{R}=\frac{\text{Spalte 12}}{\text{Spalte 11}}$	16 Höchstlast in % der des entsprechenden Vollstabes
1	19	803,6	676	38 080	38 080	1	107	— 1	— 1	59 000	57 000	84	+ x	0,97	—
2	20	803,6	645	33 050	36 300	1,10	112	0	0	51 400	57 000	88	— y	1,11	115[1])
3	21	803,6	615	31 520	31 520	1	112	— 2	— 1	49 000	47 750	78	— x	0,97	101[1])
4	22	803,6	615	43 870	43 870	1	95	— 3	+ 1	67 700	54 000	88	— x	0,80	114
5	23	803,6	615	58 790	59 370	1,01	82	0	0	83 600	76 000	124	+ x	0,91	161
6	24	803,6	615	99 400	99 400	1	63	0	+ 2,5	107 000	78 000	127	+ y	0,73	165
7	23	568,8	615	58 790	59 370	1,01	58	0	+ 1	113 200	98 000	159	+ y	0,87	—
8	23	263,1	615	58 790	59 370	1,01	27	—	—	151 300	149 500	243	—	0,99	—

[1]) Beim entsprechenden Vollstab wäre $P_k = 57\,000 \cdot \frac{51\,400}{59\,000} \approx 49\,700$ kg

bezw. $= 57\,000 \cdot \frac{49\,000}{59\,000} \approx 47\,300$ kg.

[2]) Mit dem der Knickrichtung entsprechenden Trägheitsmoment errechnet.

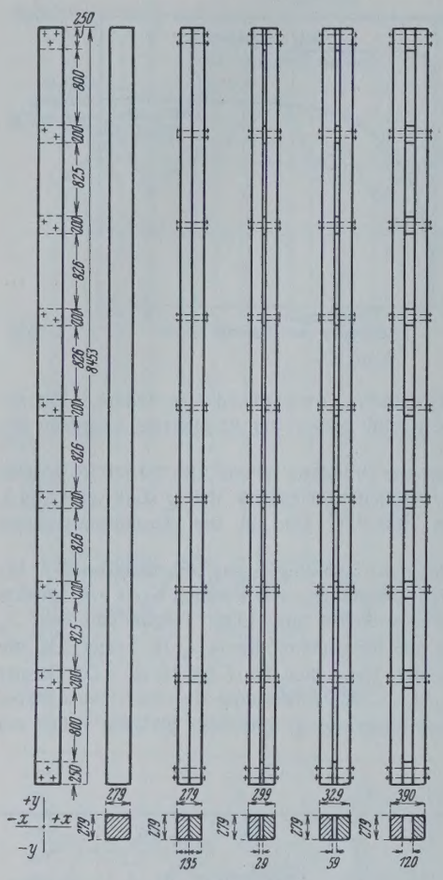


Abb. 23 bis 28.
Versuche 1 bis 6 mit Stab $9^{5}/_{6}$.

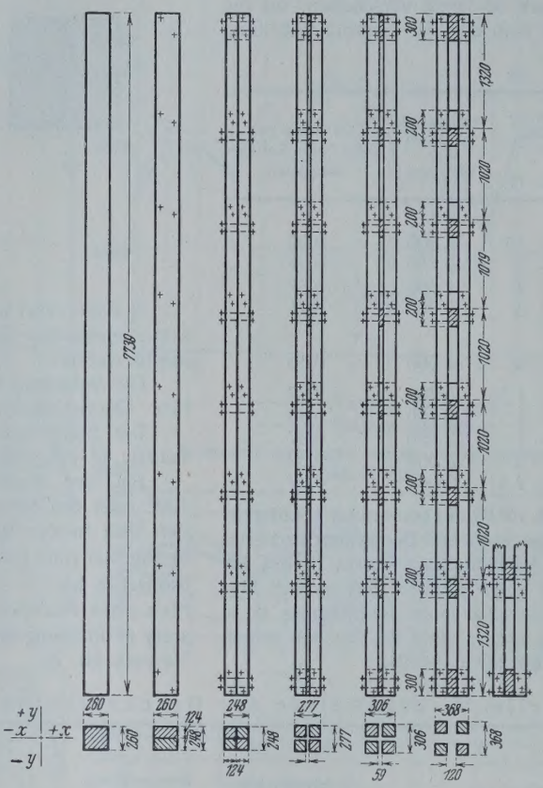


Abb. 29 bis 34.
Versuche mit Stab $5^{5}/_{6}$.

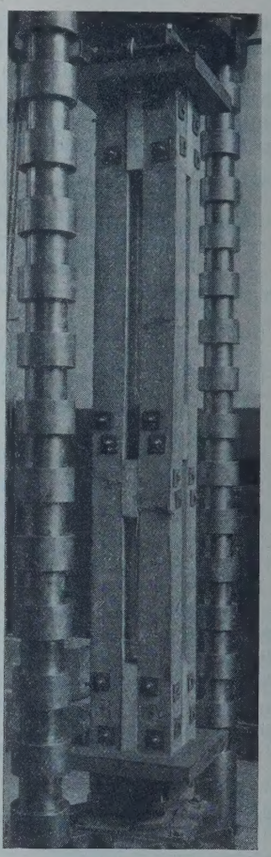


Abb. 35.
Bruchbild des Stabes $5^{5}/_{6}$
nach Versuch Nr. 8 (Tabelle 18).

Viergliedrige Stäbe. Aufteilung und Bauart der Stäbe sind aus Abb. 29 bis 34 ersichtlich. Die Abb. 35 zeigt den in die Maschine eingebauten Versuchstab.

Die Versuchsergebnisse für den Stab $5^{5/6}$ sind in der Zusammenstellung Tabelle 18 eingetragen.

Die bei den Versuchen 3 bis 8 erreichten Höchstlasten betragen 73 bis 99 % der Rechnungswerte.

Die Höchstlasten betragen bei den Versuchen 3 bis 6 101 bis 165 % der des entsprechenden Vollstabes.

Auswertung der Ergebnisse aus den Knickversuchen.

Bezüglich des Einflusses von Ästigkeit, Verwachsungen, Feuchtigkeit und Jahresringen usw. gilt entsprechend das bei den Druck-, Zug- und Biegungsversuchen Gesagte.

Von ganz besonderem Einfluß ist bei schlanken Stäben die natürliche Exzentrizität, bedingt durch den ungleichmäßigen Aufbau des Holzes sowohl in den einzelnen Querschnitten als auf die ganze Länge des Stabes (Verminderung der Höchstlast im ungünstigsten Fall um rd. 20 %).

Von großem Einfluß ist ferner die Verkrümmung des Stabes. Bei den zusammengesetzten Stäben ist außerdem von Bedeutung die Entfernung der Verbindungsstellen und die Art der Verbindungen, besonders an den Stabenden.

Nachtrag.

Da die Bestimmung über die zulässige Beanspruchung schräg zur Faser in Abschnitt B III Ziff. 4 der B H nur für Nadelholz gedacht ist, wurden noch Versuche zur Bestimmung des Einflusses des Winkels zwischen Kraft und Faserrichtung auf die Druckfestigkeit von Eichenholz durchgeführt, und zwar an kleinen Prismen 3/3/6 cm, die aus einem 40 mm starken Brett mit gleichmäßigem und geradem Faserlauf herausgeschnitten wurden. Der Feuchtigkeitsgehalt betrug 16 bis 17 % des Trockengewichts.

In Abb. 36 sind die Versuchsergebnisse zeichnerisch dargestellt. — Unter Zugrundelegung der zulässigen Beanspruchung bei 0° und 90° (Tafel 4 der B H) sind für Schwellendruck und Stempeldruck die Linien der σ_{zul} eingetragen, und zwar entsprechend dem Verlauf der Belastungslinie, die eine Zusammendrückung von 6 mm bei 6 cm Würfelhöhe (10 %) verursacht. Die stark abnehmende Sicherheit von 0° bis 90° ist darauf zurückzuführen, daß die Höchstlasten für vollbelastete Prismen gelten. Da aber bekanntlich die Festigkeit bei Schwellendruck rd. 2 mal, bei Stempeldruck rd. 2,5 mal so groß ist als die bei vollbelasteten Prismen, so ist auch hier eine ausreichende Sicherheit vorhanden, zumal die Haupteinflüsse zur Verminderung der Festigkeit parallel zur Faser (unregelmäßiger Faserverlauf) hier sich meist günstiger auswirken.

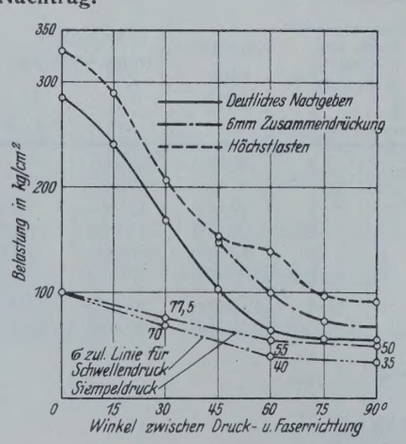


Abb. 36.

Zusammenfassung.

Auswirkung auf die „Vorläufigen Bestimmungen für Holztragwerke" (B H).

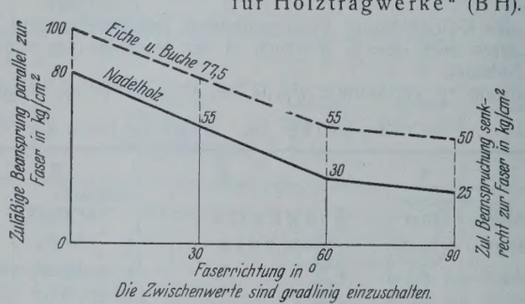


Abb. 37.

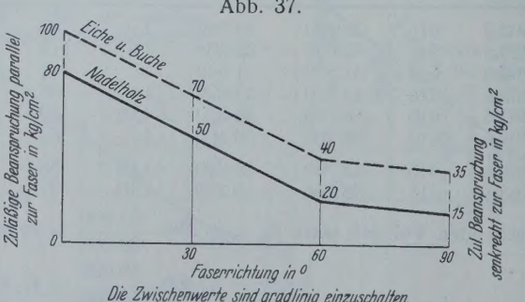


Abb. 38.

I. Zugfestigkeit. Die Zweckmäßigkeit der Bestimmungen wurde durch die Versuche bestätigt. Die Hölzer mit sehr schlechten Ergebnissen waren durchweg sehr stark ästig und kommen deshalb nach den Bestimmungen der B H für die Verwendung im Holzbau nicht in Frage.

II. Druckfestigkeit. Das unter I. Gesagte gilt auch hier.

III. Biegungselastizität. Da sich als mittlere Elastizitätszahl bei ungünstigster Belastungsstufe für nasses Holz ein Wert

von 108 000 kg/cm² ergeben hat, so ist die in den Bestimmungen der B H vorgeschriebene Zahl von 100 000 auf keinen Fall zu ungünstig.

IV. Biegungsfestigkeit. Das unter I. Gesagte gilt hier auch.

V. Knickfestigkeit. Die Versuchsergebnisse für Einzelstäbe bestätigten die in den Vorläufigen Bestimmungen für Holztragwerke festgelegten Zahlenwerte.

Für gegliederte Stäbe ergaben die Versuche wesentliche Abweichungen.

Die Ziffer 8 des Abschnittes B. IV der B H ist zu ändern.

Mehrteilige Stäbe. Bei Druckstäben, die nur in einer Achsrichtung geteilt sind, ist das Trägheitsmoment in bezug auf die stofffreie Achse v—y (Abb. 6 der B H) größer zu wählen, als es der Schlankheitsgrad λ_x des Gesamtstabes beim Ausknicken in der Richtung der Stoffachse x—x erfordert, und zwar für Schlankheitsgrade

$\lambda_x <=$	60	um mindestens	10 %
$\lambda_x <=$	80	„ „	50 %
$\lambda_x <=$	90	„ „	100 %
$\lambda_x <=$	100	„ „	150 %
$\lambda_x >=$	110	„ „	175 %

Zwischenwerte sind geradlinig einzuschalten.

Für das Ausknicken in Richtung der stofffreien Achse werden sie wie Vollstäbe berechnet, wobei für a die Gesamtbreite der Einzelstäbe ($a = 2d,\ 3d \ldots$) und das Verhältnis $\varrho = \frac{s_k}{b}$ gesetzt wird.

Bei Druckstäben, die in beiden Achsrichtungen nach Abb. 6a u. 6b der B H geteilt sind, ist in der Formel $\frac{\omega S}{F} <= \sigma_{zul}$ (Ziffer 5) der aus Tafel 5 der B H für den Schlankheitsgrad des geteilten Stabes sich ergebende Wert von ω zu erhöhen, und zwar um 30 %, wenn der Schlankheitsgrad des „gedachten" Vollstabes (Abb. 6b der B H) größer als 100, und um 10 %, wenn der Schlankheitsgrad des „gedachten" Vollstabes (Abb. 6b der B H) kleiner als 100 ist.

Bei allen mehrteiligen Stäben ist die Tragfähigkeit des Einzelstabes nachzuweisen, wenn der Schlankheitsgrad des Einzelstabes > 30 oder die Knicklänge $> 10d$ ist.

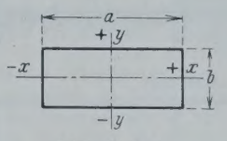


Abb. 5 B H.

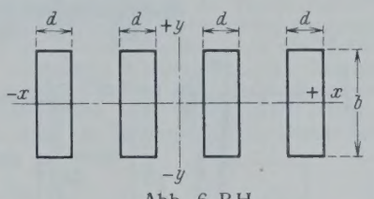


Abb. 6 B H.

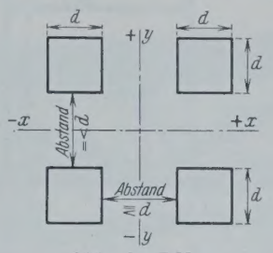


Abb. 6a B H.

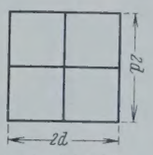


Abb. 6b B H.

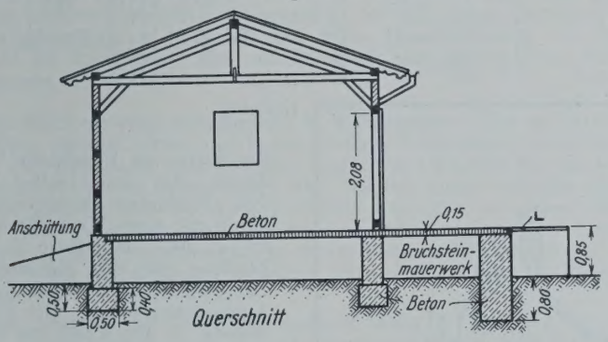
Druckspannungen schräg zur Faser.

Die Versuchsergebnisse des Nachtrages machen eine Ergänzung der B H-Bestimmungen, Abschnitt B. III, Ziffer 4, Absatz 2 notwendig.

Druckspannungen schräg zur Faser dürfen die in der Abb. 37 u. 38 eingetragenen Werte nicht überschreiten. Zwischenwerte sind geradlinig einzuschalten.

Vermischtes.

Vereinfachte Bauweise von Güterschuppen. Die beistehenden Abbildungen sind zwei Beispiele einer in der „Bautechnik" 1926, Heft 49, S. 717, vorgeschlagenen vereinfachten Bauweise von Güterschuppen. Als Kennzeichen der Bauweise sind folgende hervorzuheben:



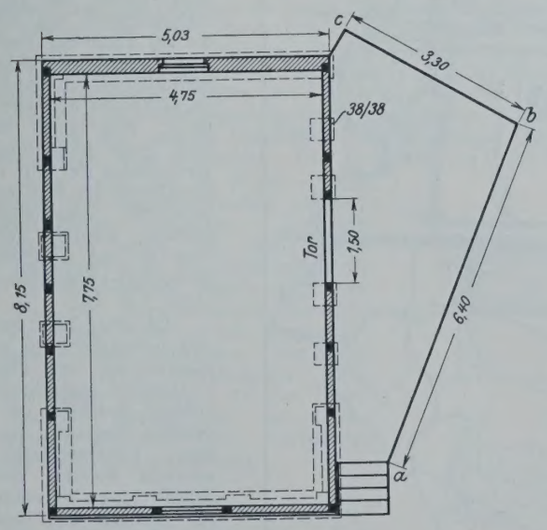
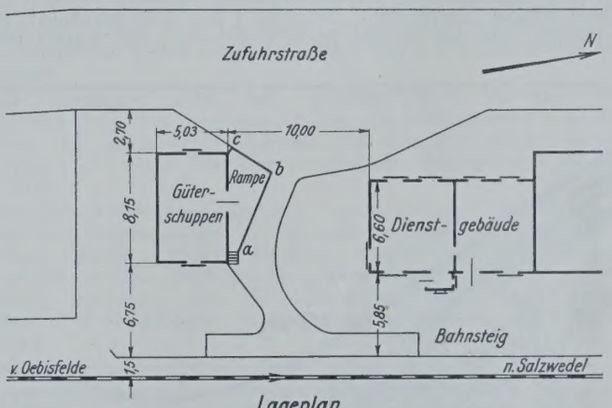
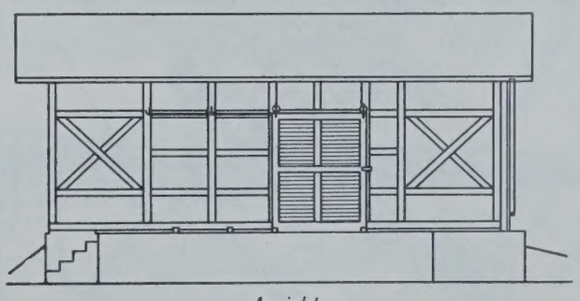


Abb. 1.

1. Nur ein Tor in einer quer zu den Gleisen stehenden Wand, daher billigere Ausführung gegen die üblichere Bauweise mit zwei oder drei Türöffnungen und mehr Lagerraum, da die Wege zwischen den Türen wegfallen.

2. Nur eine Ladebühne; Privatfuhrwerke fahren an die Kante b—c; der Handwagen, der Güter vom Schuppen zum Bahnwagen bringt, fährt an die Kante a—b; die Ladebühne kann später bis an ein etwaiges Schuppengleis verlängert werden.




Ansicht

Zu Abb. 1.

3. Der Schuppen wird auf eine Erdschüttung gesetzt; eine solche wird billig, da meist Boden bei der Bahnunterhaltung verfügbar ist. So wird die Deckenkonstruktion für den Schuppenboden gespart. Die Höhe der Wände wird auf ein Mindestmaß eingeschränkt.

Zu den beiden Beispielen ist zu bemerken: der Schuppen in Kuhfelde (Abb. 1) ist aus einem in Salzwedel verfügbar gewordenen Stallgebäude im Jahre 1927 hergestellt. Derartige alte Bauten, auch Baracken, die man ausmauern kann, werden oft verfügbar sein.

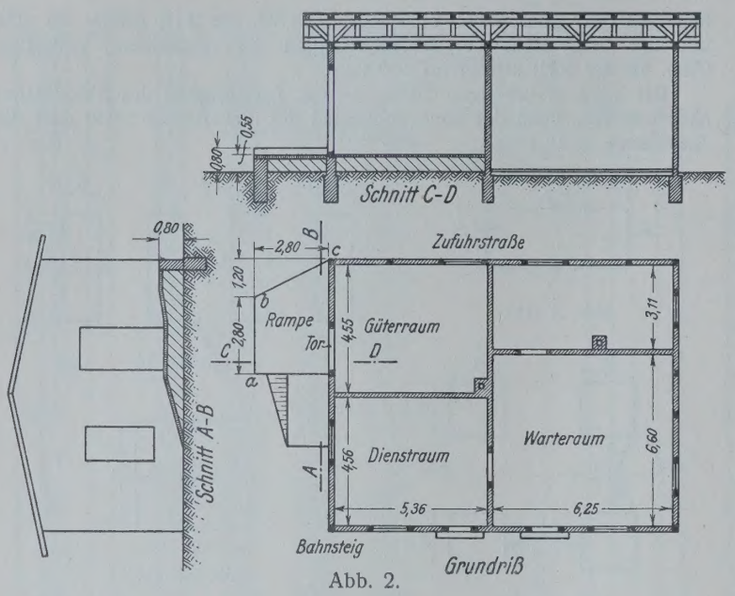


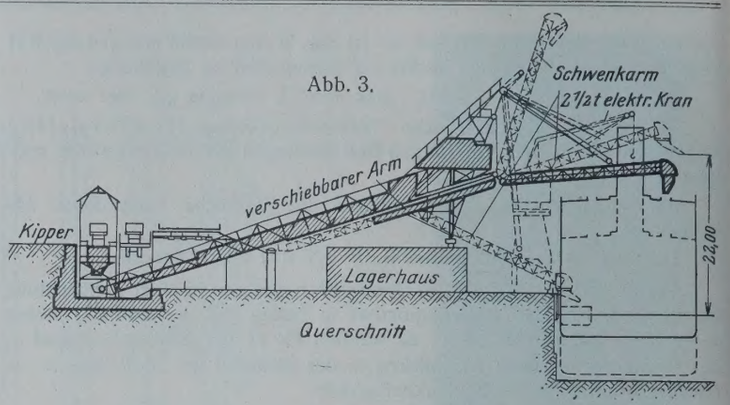
Abb. 2.

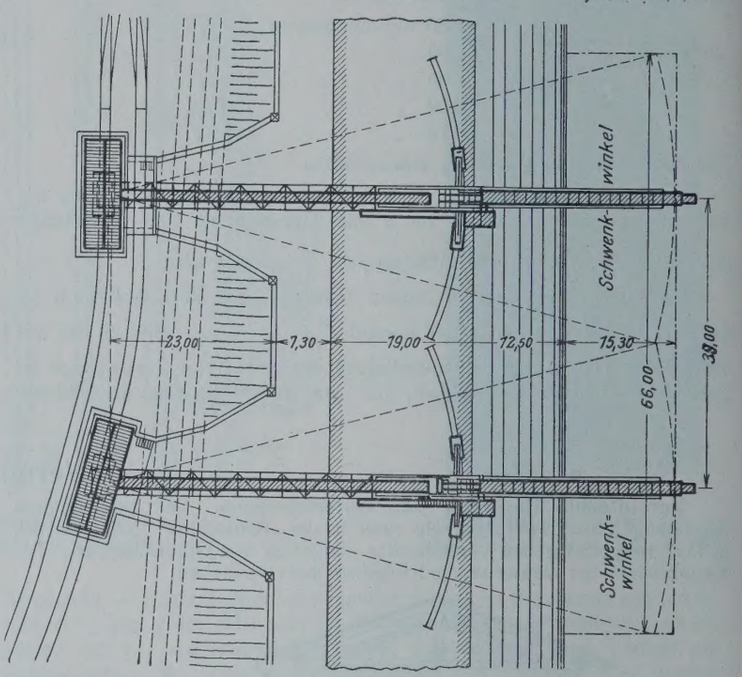
Der Güterraum in Lübbow (Abb. 2) besteht schon seit mehreren Jahren. Hier ist nachträglich eine Ladebühne nach dem erwähnten Muster angebaut und dadurch, daß die Güter nun nicht mehr von dem Boden auf die Wagen gehoben werden müssen, das Ladegeschäft erheblich erleichtert worden.

Derartige Schuppen sind billig; sie lassen sich für etwa 2000 R.-M. herstellen. Ladebühnen nach dem Muster von Lübbow kosten etwa 150 R.-M. Fahl.

Der Hafen von Ellesmere am Kanal von Manchester. Nach einem Bericht in The Dock and Harbour Authority Nr. 97 vom November 1928 sind am Kanal von Manchester bei Ellesmere neue Hafenanlagen errichtet worden. Der Kanal ist im ganzen 55 km lang. Er hat von Manchester bis Stanlow eine Tiefe von 8,5 m und von da bis zur Mündung in die Irische See bei Eastham eine Tiefe von 9 m. Dort befinden sich die Schleusen, und an der Strecke zwischen den beiden Städten liegt der neue Hafen von Ellesmere. Der Kanal hat vier Staustufen mit den nötigen Schleusenanlagen, deren Höhe zwischen 4 und 5 m schwankt; er wird hauptsächlich von den Flüssen Irwell und Mersey mit Wasser versorgt.

Abb. 3.





Grundriß

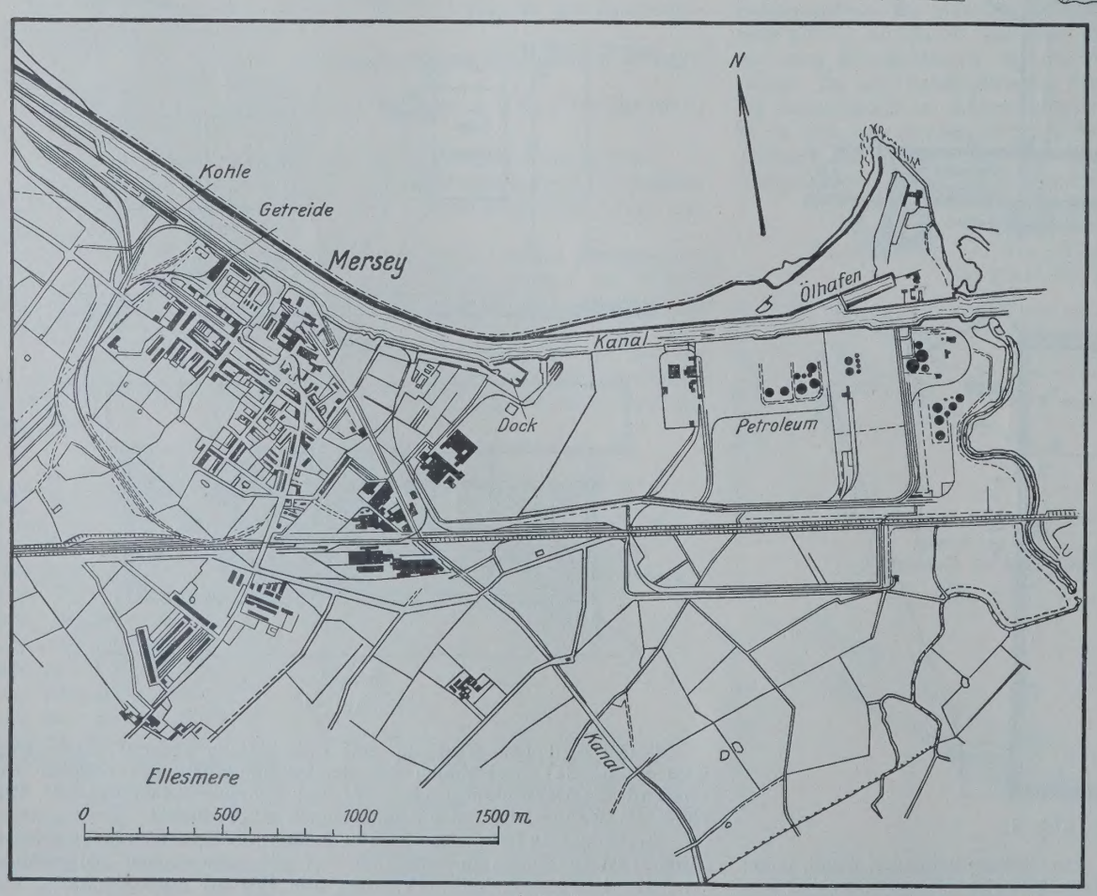
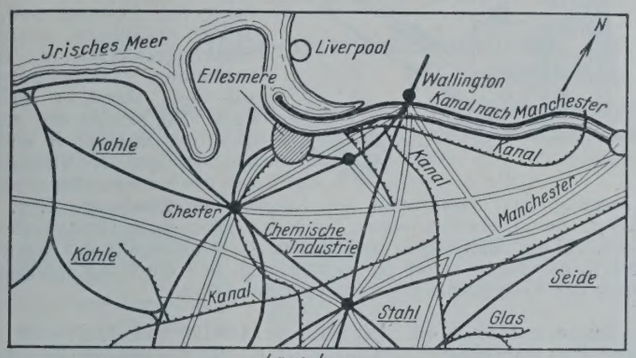


Abb. 2.

Die Breite der Kanalsohle beträgt 36 m. Am Kanal selbst liegen bei Partington Kohleverladeanlagen mit einer Wasserfläche von 222 a, die unmittelbare Bahnverbindung mit den Kohlenfeldern Lancashire, South Yorkshire und Staffordshire haben. Bei Runcorn mündet in den Kanal der Bridgewater-Kanal, und auch dort sind Hafenanlagen mit 310 a Fläche, die vor allem den Kohlen-, Eisen- und Tonwarenindustrien von Staffordshire zur Verfügung stehen. Dann kommt der Hafen von Ellesmere, dem nicht nur deshalb eine große Bedeutung zukommt, weil infolge der dort vorhandenen Kanalhöhe von 9 m fast alle Hochseeschiffe unmittelbar anlegen können, sondern auch deshalb, weil er der Anschlußpunkt des Shropshire-Union-Kanalsystems ist (Abb. 1 u. 2).

Im Jahre 1922 wurden neben den unbedeutenden alten Hafenanlagen mit einer Fläche von rd. 810 000 m² ausgedehnte Ölhafenanlagen errichtet, die die zweitgrößten Englands sind und von allen bedeutenderen Ölgesellschaften benutzt werden. Die Schiffe legen in einem besonderen Becken an, das sich auf der den Lagertanks gegenüberliegenden Kanalseite befindet. Von dort führen unter dem Kanal hindurchgelegte Rohrleitungen zu den Lagertanks. Es

sind besondere Rohrleitungen für Spiritus, Petroleum und Gasöl vorhanden, und heizbare Leitungen für Roh- und Heizöl verlegt. Ölfässer werden auf besonderen geneigten Verladerampen befördert. Gleichzeitig mit dem Ölhafen wurden ausgedehnte Hafenanlagen unmittelbar am Kanal geschaffen, die eine gesamte Land- und Wasserfläche von 850 000 m² bedecken. Es entstanden ein großes Lagerhaus, Kohlenlagerplätze, ein Getreidesilo, Sägewerke und Ölraffinerien. Die am Kanal liegenden Kais



Lageplan

Abb. 1.

erhielten neuzeitliche Verladeanlagen und ein ausgedehntes Schienennetz, das mit den wichtigsten Eisenbahnlinien verbunden wurde. Die gesamte Kailänge auf beiden Seiten des Kanals beträgt zurzeit 2400 m. Neuerdings wird eine neue Kohleverladeanlage erbaut, deren Konstruktion aus Abb. 3 ersichtlich ist.

Die Verladeanlage (Abb. 3) besteht aus endlosen Förderbändern. Der erste Teil ist schräg nach oben geführt und auf einem darunter errichteten Lagerhause abgestützt. Er ist schwenkbar ausgebildet und gestattet eine Verschwenkung um etwa 30°. An ihm ist ein teleskopartig ausgebildeter zweiter Arm verschiebbar angeordnet, der einen dritten, drehbar an ihm angelenkten Arm trägt, der gehoben und gesenkt werden kann. Jeder Arm ist mit endlosen Förderbändern versehen. Am Anfangspunkt ist ein mit Druckwasser betriebener Wagenkipper angeordnet, der zur Vermeidung von Drehscheiben für die Eisenbahnanlage nach beiden Seiten gekippt werden kann. Die Leistungsfähigkeit einer solchen, elektrisch betriebenen Anlage beträgt 200 bis 800 t/h. Zunächst sollen zwei solche Anlagen errichtet werden. Gleichzeitig ist eine neue Getreide- und Mehlverladeanlage im Bau, die bei einer Stundenleistung von 100 t Getreide die unmittelbare Ent- und Beladung vom Schiff zu den Mühlen ermöglichen soll. Schm.

Die Fischversteigerungshalle X in Wesermünde. Der im Jahre 1920 begonnene weitere Ausbau des Fischereihafens Wesermünde[1]) machte zunächst die Herstellung eines Löschkais von 600 m Länge für die Ausladung der Hochseefische im neuen Hafen und den Bau einer Packhalle (X) am Löschkai erforderlich. Da diese Packhalle die erste am neuen Hafenbecken war, mußte ihr eine Versteigerungshalle angegliedert werden. Die Herstellung der Dachtragwerke dieser Fischversteigerungshalle, ausschließlich der Dachschalung, wurde im April 1928 der Siemens-Bauunion übertragen.

Der Grundriß der Versteigerungshalle (Abb. 1) folgt, wie die Zeitschrift „Siemens-Bauunion G. m. b. H., Kommandit-Ges." 1928, Nr. 12 berichtet, in seiner Form dem Löschkai im neuen Fischereihafen. Die Halle ist rd. 390 m lang und hat eine l. Weite von 28 m; sie bedeckt demnach eine Fläche von rd. 11 000 m². Landseits lehnt sich die Versteigerungshalle an die im Mauerwerk errichtete Packhalle X an. Die Wand der Versteigerungshalle an der Wasserseite ist 1 Stein stark mit Pfeilervorlagen. Auf die Ziegelwand ist eine Korkplatten- und eine Belagklinker-Verkleidung aufgebracht, so daß die gesamte Wandstärke 34 cm beträgt. An den Giebeln wurden große Tore angeordnet. Die Dachfläche der Halle ist in fünf gleich große Teile von je 51,80 m Länge mit gleichlaufend zur Hallenlängsachse angeordneten Firstoberlichtern aufgeteilt. Zwischen diesen Oberlichtern sowie an den beiden Kopfbauten befinden sich rd. 20,40 m breite Dachflächen mit Oberlichtern rechtwinklig zum Dachfirst. Die zur Packhallenseite geneigte Dachfläche wird durch eine an der Packhallenwand vorgesehene Rinne entwässert. Die Dachhaut besteht aus einem doppellagigen Pappdach auf gespundeter Schalung. An der Unterseite der Sparren wurde eine auf Latten befestigte Wärmeschutzschicht aus Korkplatten von 6 cm Stärke mit Putz angebracht.

[1]) Über die Entwicklung des Fischereihafens in Wesermünde berichten die Aufsätze in: Z. f. B. 1911, S. 85; Zentralbl. Bauverw. 1921, S. 105 u. 534; 1924, S. 319; 1926, S. 66 u. 89; „Die Bautechnik" 1926, Heft 12, S. 172; Heft 16, S. 234; Deutsche Wasserwirtsch. 1926, S. 22.

Für den Festigkeitsnachweis der Dachtragwerke waren 137 kg/m² Belastung auf der Grundfläche ausschließl. des Eigengewichtes angegeben worden. Das Gewicht der Oberlichter war mit 50 kg/m² angenommen. Die Tragwerke der Dachkonstruktion bestehen aus den in Abb. 1 dargestellten Bindern und dem in der Hallenlängsachse angeordneten Hauptträger. Die als Träger auf zwei Stützen ausgebildeten Binder haben in der Hallenlängsachse einen Abstand von 5,05 m und eine Stützweite von 13,80 m. Sie lagern einerseits auf Auskragungen an der Packhallenwand oder auf Pfeilern der wasserseitigen Umfassungsmauer der Versteigerungshalle und sind dort verankert. Die Lagerung der Binder in der Hallenlängsachse übernimmt der hier vorhandene Hauptträger. Der Abstand der bauseitig in Eisenbeton hergestellten Stützen des Hauptträgers war von der Bauverwaltung mit durchschnittlich 10,10 m festgesetzt worden, so daß zwischen zwei Stützen jeweils ein Binderpaar vom Hauptträger aufgenommen wird.

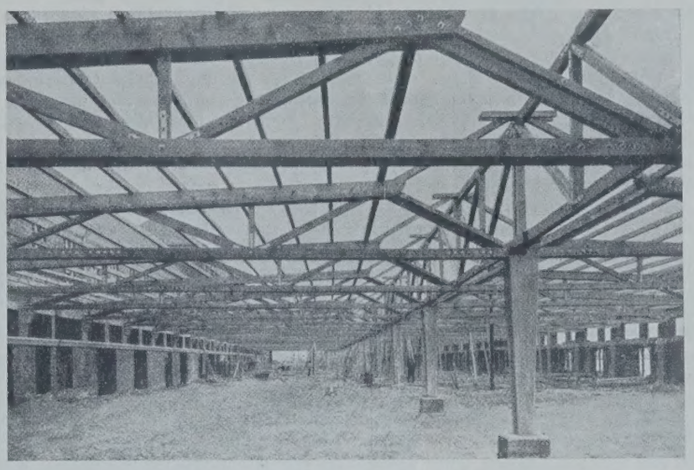


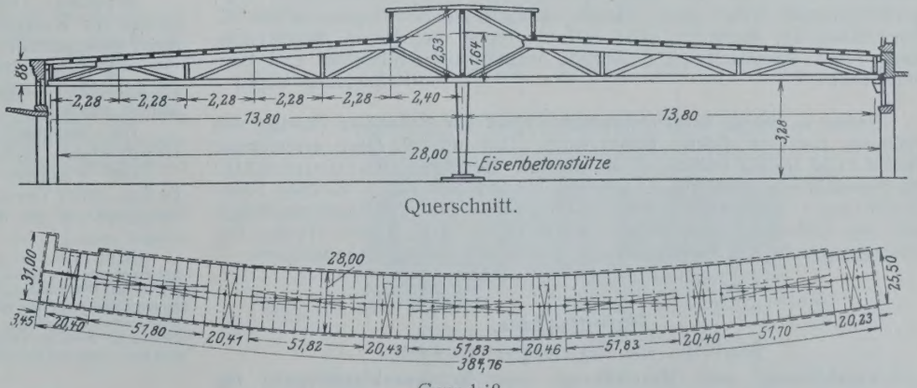
Abb. 2. Dachtragwerke (ohne Dachhaut und Oberlicht).

Mit Rücksicht auf die zur Verfügung stehende geringe Bauhöhe der Dachtragwerke ergab sich für die Binder eine sehr gedrückte Form von nur im Mittel 0,56 m theoret. Trägerhöhe an den seitlichen Auflagern und von 1,26 m Trägerhöhe in Hallenmitte. Geringe Abweichungen gegenüber der Ausbildung des Regelbinders zeigen die Oberlichtbinder, die Binder unmittelbar neben den Oberlichtern und die Binder in den beiden Kopfbauten.

Der Hauptträger unter den Längsoberlichtern hat eine theoretische Höhe von 2,11 m und ist hier als Gerberträger ausgebildet. Der Teil des Hauptträgers zwischen den Längsoberlichtern hat eine Höhe von 1,30 m und als Träger auf zwei Stützen eine Stützweite von 7,93 m.

Die Gelenkverbindung in den Knotenpunkten von Tragwerken ist nach der Holzbauweise der Siemens-Bauunion ausgeführt. Durch Anordnung dieser Gelenkverbindung einschließl. der zugehörigen Krallendübel werden Beanspruchungen der Hölzer quer zur Faser vermieden, außerdem wird der nachteilige Einfluß des Zusammentrocknens oder Schwindens der Holzstäbe rechtwinklig zur Faser ausgeschaltet.

Das Tragwerk besteht aus Kiefernholz. Die Binder und der Hauptträger wurden auf dem Gerätehof der Siemens-Bauunion in Siemensstadt abgebunden und auf dem Schienenwege nach Wesermünde gebracht. Mit der Aufstellung des Hauptträgers und der Binder sowie mit dem Aufbringen der Sparrenlage wurde Ende Juni 1928 begonnen (Abb. 2); Anfang Oktober waren die Holztragwerke der Versteigerungshalle X fertiggestellt.



Querschnitt.

Grundriß.

Abb. 1. Grundriß und Querschnitt der Halle.

Bericht über die 32. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins vom 7. bis 9. März 1929. Die diesjährige Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins E. V., Obercassel (Siegkreis), fand wiederum in Berlin statt. Während am Vormittag des 7. März in einer nur für die Mitglieder bestimmten Versammlung innere Angelegenheiten des Vereins behandelt wurden, waren der Nachmittag dieses Tages sowie der 8. und 9. März Vorträgen und Besprechungen technisch-wissenschaftlicher Art gewidmet. An diesen nahmen mehr als 1050 Personen teil, und die Anwesenheitsliste zeigt Namen aus den verschiedensten Kreisen des Baugewerbes und der verwandten Industrien sowie der Wissenschaft aus dem In- und Auslande; auch zahlreiche Behörden hatten Vertreter zu der Tagung entsandt.

Da der Deutsche Beton-Verein es sich zur Aufgabe gemacht hat, unter Hintansetzung wirtschaftlicher Interessen die Förderung der Betonbauweise auf wissenschaftlicher Grundlage durchzuführen, darf er sich eines weitgehenden Verständnisses bei den maßgebenden Behörden und eines engen Zusammenarbeitens mit diesen erfreuen. Dadurch ist es dem Verein möglich, die meisten Erfindungen und Erfahrungen zusammenzufassen und zum Nutzen der Fachwelt auszuwerten. Infolge der vielseitigen Anwendungsgebiete, die sich der Betonbau bisher eroberte, haben die Tagungen des D. B.-V. eine weit über das eigentliche Gebiet des Eisenbetonbaues hinausreichende Bedeutung gewonnen. Die dabei gehaltenen Vorträge geben einen kurzen Überblick über die neuzeitliche Entwicklung dieser Bauweise und über die Arbeiten, die in theoretischer und praktischer Hinsicht zur Weiterbildung und Vervollkommnung der Baustoffe des Betonbaues und ihrer Verarbeitung geleistet werden.

Zuerst sprach Herr Professor Dr.-Ing. Beyer, Dresden, über „Arbeiten am Kraftwerk Niederwartha". Hierbei handelt es sich um eine Pumpspeicheranlage, die dazu dient, den durch die Stadt Dresden hervorgerufenen Spitzenbedarf in der Elektrizitätsversorgung des Freistaates Sachsen zu decken. Das Werk besteht im wesentlichen aus einem unteren Becken, aus dem etwa 145 m höher gelegenen oberen Speicherbecken von rd. 2000000 m³ Nutzinhalt (rd. 3000000 m³ Gesamtinhalt) ohne natürlichen Zulaufüberschuß, aus den Verbindungsleitungen und dem eigentlichen Kraftwerk sowie den übrigen zugehörigen Kunstbauten. Während der verbrauchschwachen Stunden wird der von den Hauptwerken Böhlau und Hirschfelde erzeugte Stromüberschuß dazu benutzt, den Inhalt des unteren Wasserbeckens in das obere Speicherbecken hinaufzupumpen. Beim Eintritt des Spitzenbedarfes wirkt die Anlage als selbständiges Kraftwerk, das innerhalb weniger Sekunden seine volle Leistung erzeugen kann und in der Lage ist, bei etwaigem Ausfall der anderweitigen Stromversorgung den gesamten Bedarf der Stadt Dresden auf einige Stunden zu decken. Die Maschinenanlage besteht zurzeit aus vier Sätzen von je einer Turbine, Generator, Motor und Pumpe, die unter Anwendung elastischer Kupplungen zusammengebaut sind. Die spätere Vergrößerung auf die doppelte Maschinenanzahl ist bereits vorgesehen. An bautechnischen Einzelheiten sind außer den üblichen Kunstbauten hervorzuheben die Fundamente für die Gebäude und ihre Gründung sowie die Eisenbetonunterbauten der Turbinen und Pumpen einschließlich der zugehörigen Druckrohrleitungen. Das Kraftwerkgebäude besteht vorwiegend aus Eisenbeton; aus besonderen Gründen wurde das Hallendach in Stahlfachwerk ausgebildet und mit Bimsbetonplatten eingedeckt.

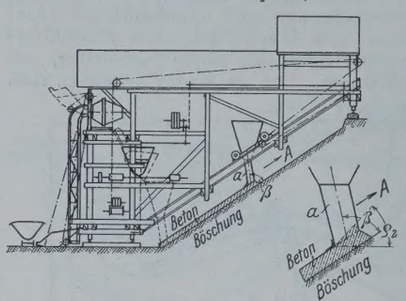
Der zweite Vortrag von Dr.-Ing. Arndt, Buenos Aires, „Der Bau der großen Elektrizitätswerke der Compania Hispano-Americana de Electricidad und der Compania Italo-Argentina de Electricidad in Buenos Aires" behandelte eine Großbaustelle, bei der außer umfangreichen Industriehochbauten auch Tiefbauarbeiten und Wasser- bezw. Hafenbauten in weitem Maße in Betracht kommen. Das für die Errichtung der Werke vorgesehene Gelände mußte erst durch Anschüttung dem Flußbett abgewonnen werden; gleichzeitig waren zwei neue Hafenbecken auszubauen. Um die Ausführung der gesamten Grundarbeiten im Trockenen vornehmen zu können, wurde die Baustelle durch Fangedämme mit einer Länge von rund 3500 m unter Verwendung von etwa 6000 t Larssen-Spundwandeisen eingeschlossen. Die Herstellung dieser Fangedämme geschah teilweise durch Erdschüttung auf Faschinen, größtenteils jedoch unter Benutzung eines 150 m langen Rammgerüstes in laufender Arbeitsweise. Nach Ausfüllung der Fangedämme durch Baggergut oder besonders herangeschafften Erdboden begannen die Baggerarbeiten für die Kaimauern, die Fundamente und sonstigen Bauwerke. Da es bei der knapp bemessenen Bauzeit erforderlich war, verhältnismäßig sehr große Massen schnell zu bewältigen, stellte die Einrichtung der Baustelle hohe Anforderungen und führte zur Verwendung einer beachtenswerten Anzahl neuzeitlicher Hilfsmittel und Baumaschinen. (Fortsetzung folgt.)

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 20. März erschienene Heft 6 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Otto Gottschalk: Mechanostatische Bestimmung schiefwinkliger Tragwerke. — Dr.-Ing. Franz Dischinger: Die Theorie der Vieleckkuppeln und die Zusammenhänge mit den einbeschriebenen Rotationsschalen. — Ing. Rudolf Heim: Belastungsversuche auf kohäsionslosen Böden mit großen Grundkörpern.

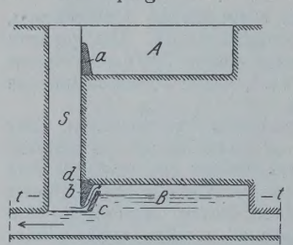
Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Vorrichtung zur Herstellung von Betonverkleidungen für Böschungen. (Kl. 84a, Nr. 458584 vom 8. 6. 1922, von Grün & Bilfinger A.-G. in Mannheim.) Um zu verhüten, daß bei unrichtiger Stellung der Betonierschnauze die Betonmasse sowohl in sich als auch gegenüber der Böschungsoberfläche sich nicht genügend festdrückt und aus der Betonierschnauze quillt, wird die Auslaufschnauze (*a*) des Betoniertrichters je nach der Böschungsneigung und dem Flüssigkeitsgrade des Betons verstellbar angeordnet. Der Betontrichter läuft auf Schienen, die am Fahrgestell befestigt sind, so daß er unabhängig von dem Böschungsunterbau mit einer bestimmten Geschwindigkeit auf- und abbewegt werden kann. Die Betoniereinrichtung ist in der Richtung *B* verfahrbar. Infolge der Verstellbarkeit der Betonierschnauze kann die Neigung ihrer Hauptachse zur Neigung der Böschung, d. h. der Winkel β, derart gewählt werden, daß der Beton beim Hochziehen des Trichters auf der Böschung in der Richtung *A* nach Maßgabe des Reibungswinkels S_2 des Betons sofort zur Ruhe gelangt und durch die spachtelnde Wirkung der Auslaufschnauze noch verdichtet wird.



Kammerwasserschloß. (Kl. 84a, Nr. 458123 vom 7. 12. 1924, von Dr.-Ing. Karl Kammüller in Karlsruhe i. B.) In der unteren Kammer *B* ist eine Saugschwelle *b* angeordnet. Tritt bei gefüllter Kammer eine plötzliche Belastungszunahme von einem Teil auf Vollbetrieb ein, so sinkt der Wasserspiegel rasch bis zur Unterkante der Saugschwelle *b* ab und gibt diese frei. Sodann saugt die Kammer Luft um diese Schwelle herum an und deckt aus ihrem Wasservorrat den Bedarf in der Leitung. Hierauf stellt sich der Wasserspiegel im Schacht selbsttätig fast genau auf dieselbe Höhe ein. Durch die Saugschwelle wird in vollkommnerer Weise als bei der Überlaufschwelle *a* der oberen Kammer *A* erreicht, daß für die Dauer der Entleerung der Kammer das höchstmögliche Druckgefälle zur Beschleunigung des Stollenzulaufs verfügbar ist. Mit der Schwelle ist ein Luftkanal *c* verbunden, und um eine nachträgliche Füllung der Kammer zu ermöglichen, ist über der Schwelle *b* ein Luftkanal *d* angebracht, der während des raschen Fallens der Wassersäule im Schacht keinen nennenswerten Lufteintritt erlaubt.



Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: Reichsbahnoberrat Ranafier, Vorstand des R. B. A. Königsberg 1, als Mitglied zur R. B. D. Erfurt, die Reichsbahnräte Zache, bisher bei der R. B. D. Osten in Frankfurt (Oder), zur R. B. D. Magdeburg und Taschinger, Vorstand des Reichsbahn-Neubauamts Rosenheim, als Dezernent zur R. B. D. Regensburg sowie der technische Reichsbahnoberinspektor Seidel, bisher in Halle (Saale), nach Olpe unter Übertragung der Stellung des Vorstandes des R. B. A. daselbst.

Überwiesen: die Reichsbahnräte Kretschmar, bisher beim R. B. A. Oppeln 1, zur R. B. D. Oppeln, Gätjens infolge Auflösung des Reichsbahn-Neubauamts Stettin 3 zum Reichsbahn-Neubauamt 1 daselbst, und Scherzer, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Ludwigshafen (Rhein), zur R. B. D. Ludwigshafen (Rhein).

In den Ruhestand getreten: Reichsbahnrat Wörner, bisher bei der R. B. D. Stuttgart, und Reichsbahnamtmann Karl Hoffmann, Vorstand der Betriebswerkstätte Langendreer.

Gestorben: Reichsbahnoberrat Ludwig Fischer, Dezernent der R. B. D. Regensburg, Reichsbahnrat Stadler, Vorstand des R. M. A. Eberswalde, Reichsbahnoberamtmann Höke bei der Hauptverwaltung in Berlin und Reichsbahnamtmann Josef Müller II, Betriebskontrolleur bei der R. B. D. Elberfeld.

Preußen. Dem Leiter der Abteilung für Schiffbau an der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin, Dr.-Ing. Weitbrecht, ist unter gleichzeitiger Übernahme in das Beamtenverhältnis eine planmäßige Oberregierungs- und -bauratsstelle und dem Regierungsbaurat Körner an derselben Anstalt eine planmäßige Regierungs- und Bauratsstelle verliehen worden.

Die Staatsprüfung haben bestanden: die Regierungsbauführer Erich Drenckhan, Henry Dehning (Wasser- und Straßenbaufach).

Der Wirkliche Geheime Oberbaurat Dr.-Ing. ehr. Karl Müller in Berlin, früher Vortragender Rat in den Eisenbahnabteilungen des ehemaligen Ministeriums der öffentlichen Arbeiten, ist gestorben.

INHALT: Verlegung eines 130 m langen Stichrohres in den Rhein bei Duisburg. — Die bei der Reinigung des Isebeckkanals in Hamburg verwendeten neuartigen Schwimmwehre. — Versuche der Deutschen Reichsbahn mit Bauhölzern verschiedener Herkunft (Schluß). — Vermischtes: Vereinfachte Bauweise von Güterschuppen. — Hafen von Ellesmere am Kanal von Manchester. — Fischversteigerungshalle X in Wesermünde. — Bericht über die 32. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins. — Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

7. Jahrgang | BERLIN, 29. März 1929 | Heft 14

Alle Rechte vorbehalten.

Holz-Dachkonstruktionen im Bereich der Reichsbahndirektion Köln.

Von Reichsbahn-Oberrat Dr.-Ing. **Tils**, Köln.

Unter der Einwirkung des nahen, Eisen erzeugenden Ruhrgebietes konnte in früheren Jahren wegen der Preisgestaltung das Holz im Rheinland nicht wie im übrigen Deutschland für Dach- und Hallenbauten bei größeren Stützweiten mit dem Eisen in Wettbewerb treten.

Holzbinder mit Stützen nach Zimmermannsart für die Überdachung größerer Räume kommen nur noch für Güter- und Lagerschuppen bei der Reichsbahn in Frage. Zur Überdachung größerer Räume, wie Lokomotivschuppen, Werkstätten und anderer Anlagen, werden heute stützenfreie Räume verlangt. Die Dachbinder solcher Bauten können, wenn die Stützweite größer als 18 m ist, wirtschaftlich nur den eisernen Fachwerkbindern nachgebildet werden.

Durch Benutzung eiserner Dübel, die den Bedingungen der „Vorläufigen B. H.-Vorschriften für Holztragwerke der Deutschen Reichsbahngesellschaft" vom 12. Dezember 1926[1]) entsprechen, ist dies in einwandfreier Weise erreicht worden.

Gut durchgearbeitete Konstruktionszeichnungen unter Berücksichtigung der neuesten Fortschritte im Ingenieur-Holzbau, ausgesuchtes Holzmaterial und Beaufsichtigung der Ausführung während des Abbundes im Werk und auf der Baustelle verhindern Schäden, die sich an den während oder kurz nach dem Kriege ausgeführten Holzbauten an manchen Stellen gezeigt haben.

Zur Vermeidung der hohen Anstrich-Unterhaltungskosten für eiserne Binder, die sich besonders infolge der mangelhaften Unterhaltung während der Kriegs- und Nachkriegszeit unangenehm fühlbar machten, da stellenweise ganze Stabgruppen der eisernen Binder in Lokomotivschuppen ausgewechselt werden mußten, ist die Reichsbahndirektion Köln dazu übergegangen, in letzter Zeit Dachkonstruktionen in Holz auszuführen. Auch die erheblich niedrigeren Baukosten drängten zur Ausführung in Holz.

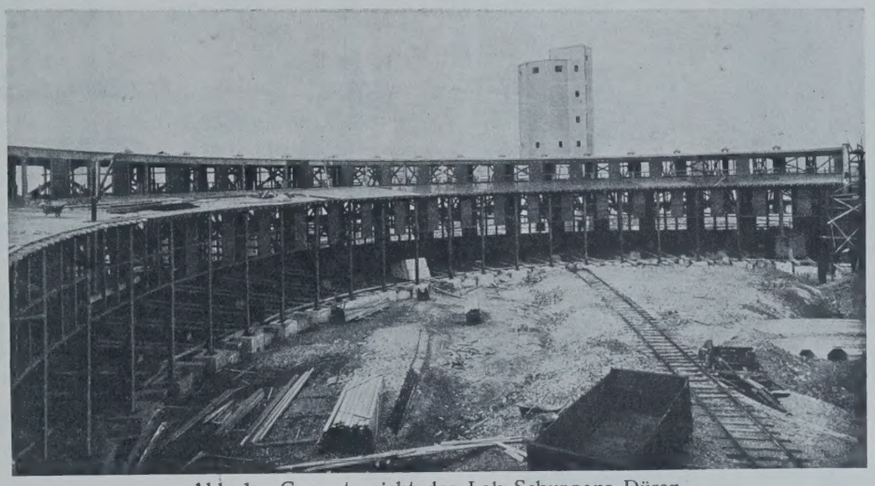


Abb. 1. Gesamtansicht des Lok-Schuppens Düren.

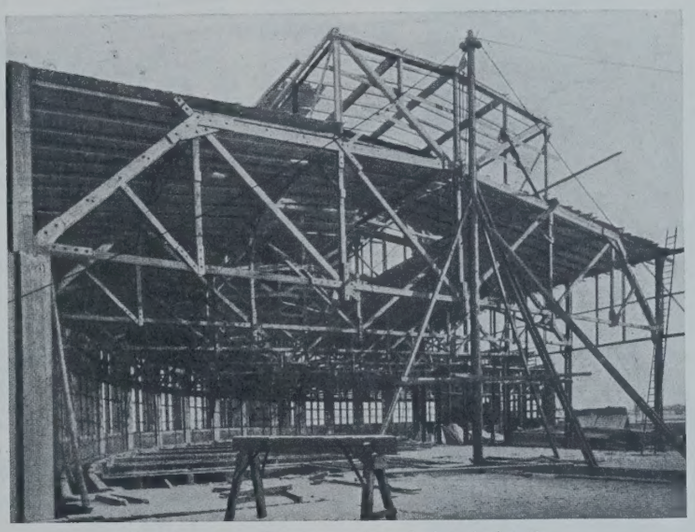


Abb. 2. 24-m-Binder während der Aufstellung.

Lokomotivschuppen-Neu- bezw. -Anbauten gelangten zur Ausführung in Jülich, Mödrath, Gremberg und Düren. Nachstehend soll die Holz-Dachkonstruktion des ringförmigen Lokomotivschuppens im neuen Verschiebebahnhof Düren eingehender beschrieben werden.

Abb. 1 zeigt die gesamte Anlage des Lokschuppens mit insgesamt 29 Ständen, von denen 16 eine Stützweite von 24 m und 13 eine solche von 28 m haben.

Die hölzernen Fachwerkbinder sind gelagert an der äußeren Umfassungsmauer auf Eisenbetonstützen ohne innere Pfeilervorsprünge und an der Torseite auf konsolartig ausgebildeten Stützen (Abb. 2). Die eisernen Stützen wurden selbstverständlich für die Mehr-Beanspruchung infolge des Momentes berechnet.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1926, Heft 2 u. 7.

Die in den Niederschriften über die Beratungen des Ausschusses für Lokbehandlungs- und maschinelle Anlagen vorgeschriebenen Maße für lichte Höhen, Breiten usw. wurden eingehalten.

Für die Binder selbst wurde bestes scharfkantig geschnittenes Kiefernholz verwendet, für die Pfetten, Sparren und Schalung Fichtenholz wegen des niedrigeren Preises. Von einem Anstrich des Holzes wurde vorerst abgesehen. — Alle Bolzen, Muttern, Unterlegscheiben usw. wurden zweimal gemennigt.

Die Berechnungsgrundlage für die Binder bilden die Kräftepläne. Die Entwurfzeichnungen, die genau jede Einzelheit darstellen müssen, entsprechen der Berechnung nach den „Vorläufigen B.-H.-Vorschriften für Holztragwerke".

Abb. 3 stellt den Entwurf für den 28-m-Binder dar.

Als Dübel wurde von den Kölner Holzbau-Werken, G. m. b. H., Köln, in deren Händen die Ausführung lag, der gußeiserne Tellerdübel der Firma Christoph & Unmack, A.-G., Niesky, verwendet (Abb. 4).

Bedeutet:

P_1 = Tragkraft eines Dübels in der Stabrichtung,

P_2 = Tragkraft eines Dübels senkrecht zur Stabrichtung,

P_φ = Tragkraft unter einem beliebigen Winkel φ zur Stabrichtung,

so errechnet sich P_φ unter Berücksichtigung der Beanspruchung des Holzes nach der Spannungsellipse zu

$$P_\varphi = P_1 (1 - \sin \varphi) + P_2 \sin \varphi;$$

— hierbei sind P_1 und P_2 bekannte Werte für die einzelnen Dübeldurchmesser. Dementsprechend ergibt sich für die Beanspruchung des Holzes

$$\sigma_\varphi = \sigma_1 (1 - \sin \varphi) + \sigma_2 \sin \varphi.$$

Abb. 4. Gußeiserne Tellerdübel.

Der nachstehende Auszug aus der statischen Berechnung zeigt die Bemessung der Einzelstäbe und Stöße am Knoten II des 28-m-Binders.

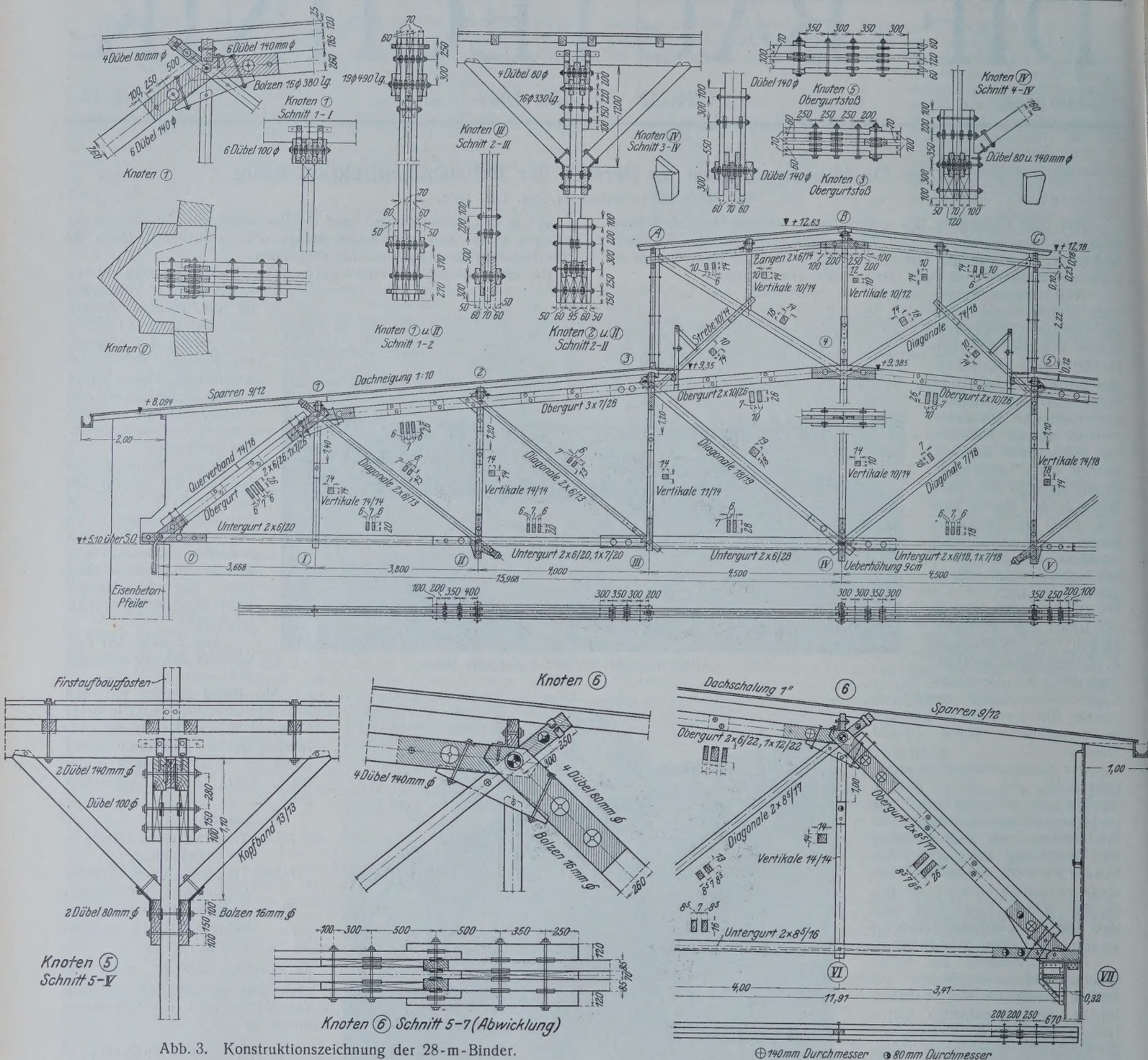
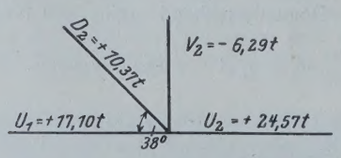
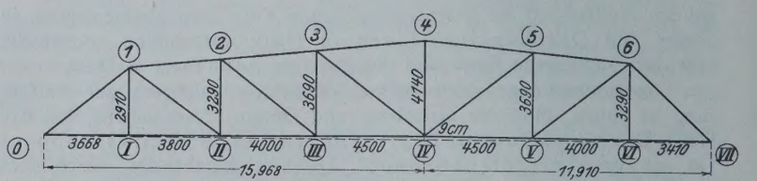


Abb. 3. Konstruktionszeichnung der 28-m-Binder.

Berechnungsbeispiel des Knotens II.





I. Bemessung der Einzelstäbe.

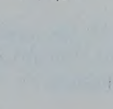
Stab U_1 + 17,10 t, gewählt $2 \times 6/20$

Querschnitt F . . . . . = 240 cm²

größte Schwächung durch Dübel am Auflager (nach „Gesteschi, Holzbau", S. 127) für vier Dübel ⌀ 140 mm: 15,5 cm² . . . . . = 62 „

vorhandener Querschnitt . . . . . = 178 cm²

$$\sigma = \frac{171\,000}{178} = 96 \text{ kg/cm}^2 \; (\sigma_{zul} = 100 \text{ kg/cm}^2).$$



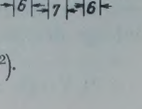
Stab U_2 + 24,57 t, gewählt $2 \times 6/18 + 1 \times 7/18$

Querschnitt F . . . . . = 342 cm²

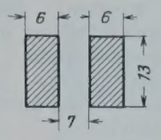
Querschnittschwächung durch vier Dübel ⌀ 140 mm: 15,5 cm² . . . . . = 62 „

vorhandener Querschnitt . . . . . = 280 cm²

$$\sigma = \frac{245\,700}{280} = 87{,}6 \text{ kg/cm}^2 \; (\sigma_{zul} = 100 \text{ kg/cm}^2).$$



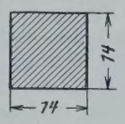
Stab D_2 + 10,37 t, gewählt $2 \times 6/13$



Querschnitt F . . . . . = 156 cm²
Querschnittschwächung durch zwei Dübel
ϕ 100 mm: 9,4 cm² . . . . . $\approx$ 19 „
vorhandener Querschnitt . . . . = 137 cm²

$$\sigma = \frac{103\,700}{137} = 75{,}6 \text{ kg/cm}^2 \; (\sigma_{zul} = 100 \text{ kg/cm}^2).$$

Stab V_2 — 6,29 t, gewählt 14/14



Knicklänge: $s_k = 329$ cm
Querschnitt: $F = 196$ cm²
$J_x = J_y = 3201$ cm⁴

$$i = \sqrt{\frac{3201}{196}} = 4{,}05; \quad \lambda = \frac{s_k}{i} = \frac{329}{4{,}05} = 81{,}2$$

Knickzahl $\omega = 2{,}545$ („Vorläufige Bestimmungen für Holztragwerke", S. 16)

$$\frac{\omega S}{F} \leqq \sigma_{zul} = \frac{2{,}545 \cdot 6290}{196} = 81 \text{ kg/cm}^2 \; (\sigma_{zul} = 80 \text{ kg/cm}^2).$$ („Vorläufige Bestimmungen", S. 14.)

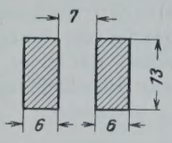
II. Bemessung der Stöße.

Dübelberechnung am Stoß des Untergurtes (Abb. 5a).

$U_1 = +$ 17,10 t, nach „Gesteschi, Holzbau", S. 127 übertragen,
4×140er Dübel, 4×3130 kg . . . . . = 12 520 kg
$4 \times$ 80er Dübel, 4×1600 kg . . . . . = 6 400 „
18 920 kg

Zu übertragen sind 17 100 kg.

Stab D_2 + 10,37 t, gewählt $2 \times 6/13$ (Abb. 5b).



Der Anschluß an U_2 geschieht mittels 4×100er Dübel bei einem $\measuredangle$ von 38°.

Die Größe der Kraft, die durch den Dübel bei einem $\measuredangle$ von 38° übertragen wird, berechnet sich nach der Formel

$$P_\varphi = P_1 (1 - \sin \varphi) + P_2 \sin \varphi = 1\,368 \text{ kg}$$

(„Gesteschi, Holzbau", S. 127)

bei vier Dübeln 4×1368 kg . . . . . = 5 472 kg
Ein weiterer Anschluß durch vier Stück 80er Dübel an die
Laschen mit 1600 kg = 4 · 1600 kg . . . . . = 6 400 „
zusammen . . = 11 872 kg

Zu übertragen sind 10 370 kg.

Die mittlere Lasche von D_2 stößt gegen V_2 und U_2. Die Laschen gegen V_2 leiten den wagerechten Schub gegen die zwei Hölzer 6/20 von U_1. Die äußeren Laschen werden mit 2 cm Versatz gegen U_2 gestoßen.

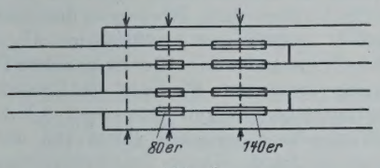


Abb. 5a.

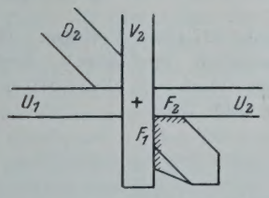


Abb. 5b.

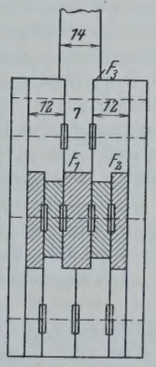


Abb. 5c.

Untersuchung der mittleren Lasche von D_2.

Von dem 80er Dübel sind 6400 kg zu übertragen. Die Lasche hat aufzunehmen $\frac{6400}{2} = 3200$ kg. $F_1 = 7 \cdot 16 = 112$ cm². σ_{zul} bei 90° = 15 kg/cm² („B. H.-Vorschr." S. 14). $P_1 = 112 \cdot 15$ . . . = 1680 kg
$F_2 = 16 \cdot 7 = 112$ cm², $P_2 = 112 \cdot 15$ . . . . . = 1680 „
zusammen . . = 3360 kg

Zu übertragen sind 3200 kg.

Die wagerechte Teilkraft von 3200 kg ist $3200 \cdot \cos 38° = 2520$ kg. Druckfläche $F = 2 \cdot 6 \cdot 12 = 144$ cm². Bei $\measuredangle$ 90° sind 15 kg/cm² zulässig. Also: $P_2 = 144 \cdot 15 = 2170$ kg ohne Berücksichtigung der Reibung und der Bolzen.

Stab V_2 — 6,29 t (Abb. 5c).
Druckfläche $F_1 = 7 \cdot 14 = 98$ cm², $P_1 = 98 \cdot 15$ . . . . $\approx$ 1500 kg
Druckfläche $F_2 = 2 \cdot 12 \cdot 14 = 336$ cm², $P_2 = 336 \cdot 15$ . . . = 5040 „
zusammen . . = 6540 kg

ohne Berücksichtigung der Außenlaschen. Die Laschen mit der Stoßfläche F_2 werden an den V-Stab angeschlossen durch 2×80er Dübel mit 2×1600 . . . . . = 3,200 kg

Die Stoßfläche $F_3 = 2 \cdot 3{,}5 \cdot 14 = 98$ cm² überträgt bei
$\sigma_{zul} = 80$ kg/cm² $P_3 = 98 \cdot 80$ . . . . . = 7 840 „
zusammen . . = 11 040 kg

Aufzunehmen sind 6540 kg.

Die Knickversteifungshölzer wurden nicht nur durch Bolzen, sondern auch durch 60-mm-Dübel eingefügt, um ein einheitliches Zusammenwirken der einzelnen Querschnittsteile zu erreichen. Die theoretische Stützweite der großen Binder beträgt 27,878 m. Das Bindersystem ist aus Abbild. 12 zu ersehen. Für einen Binder wurden gebraucht: 4,752 m³ Kiefernholz, 121 kg Bolzen und Unterlegscheiben und 111 kg gußeiserne Tellerdübel.

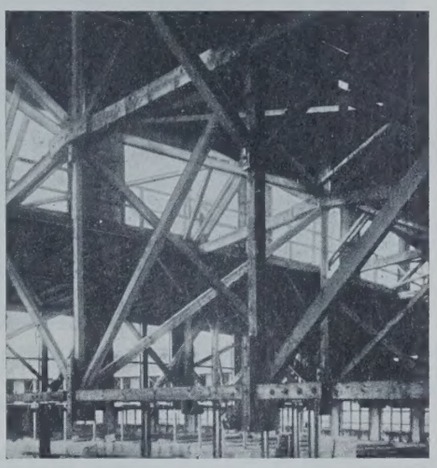


Abb. 6. Teilansicht der Binder.

Die genaue Abnahme der aufgelegten, fertig mit Dübeln versehenen Binder geschah einzeln durch das Brückenbaudezernat der Reichsbahndirektion Köln auf dem Schnürboden der Kölner Holzbau-Werke G. m. b. H. (Bei der Abnahme wird jedes Holz mit einem Stempel versehen; die Knotenpunkte werden vollständig zerlegt.)

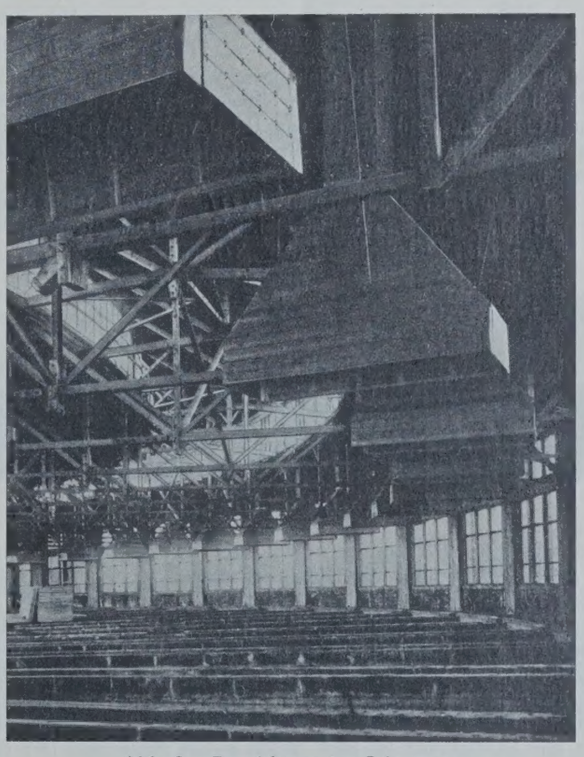


Abb. 8. Rauchfänge im Schuppen.

Das Dachgespärre wurde als Pfetten- und Sparrendach ausgebildet und erhielt einen wagerechten Windverband in jedem zweiten Felde unter der Dachebene. Weiter wurden je zwei Binder durch einen Querverband in Bindermitte (Abb. 6 u. 10) sowie durch Kreuzverstrebungen in der Ebene der ersten Obergurtstäbe gegeneinander abgesteift. Besonderer Wert wurde hierbei auf gute Anschlüsse gelegt.

Nicht nur große Fenster mit dünnen Zwischenpfeilern in der massiven Umfassungsmauer, sondern auch ein großer 9 m breiter Oberlicht-Aufbau sollen die Mängel älterer, dunkler, schlecht gelüfteter Anlagen beheben.

Der Firstaufbau über der Mitte des 24-m-Binders wurde im gleichen Abstand von der Torseite auch über den 28-m-Teil fortgeführt, so daß die 28-m-Binder unsymmetrisch wurden. Die feststehenden Oberlicht-

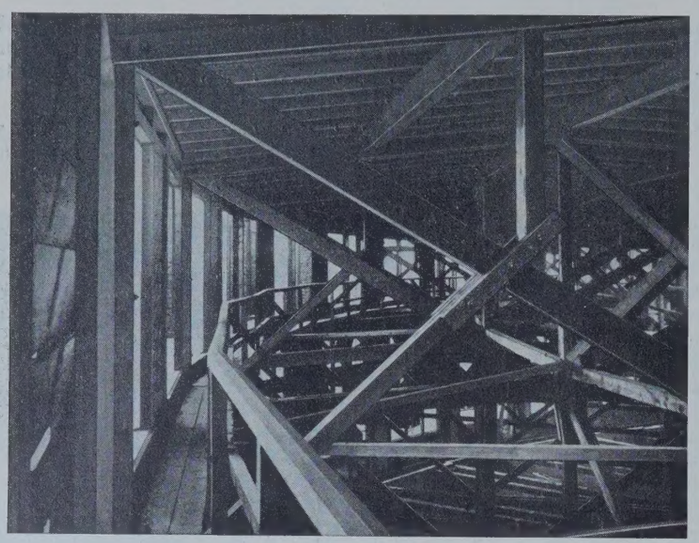


Abb. 7. Laufsteg und bewegliche Jalousien im Firstaufbau.

fenster nehmen $^2/_3$ der Öffnung ein, während $^1/_3$ aus beweglichen Brettjalousien besteht zur Lüftung des Schuppens je nach der Jahreszeit.

Zum Reinigen der Innenseite der Fenster und zum Bewegen der Jalousien ist ein beiderseitiger innerer Laufsteg vorgesehen (Abb. 7).

Da der Schuppen fern jeder Wohnung liegt, konnte auf eine Sammelrauchabführung verzichtet werden. Die einzelnen Dunsthauben (Abb. 8 u. 9) sind ganz in Holz ausgeführt. Sämtliche Beschläge, wie Nägel Flacheisen, Rundeisen-Spannschlösser im Lokomotivschuppen, Einfahrklappen usw., wurden verzinnt (nicht verzinkt!).

Die Dunsthauben bestehen aus dem unteren Rauchfang und dem Schlot, dessen Öffnung den höchsten First des Aufbaues um 50 cm überragt.

Die Höhe des Rauchfanges über SO beträgt 4,25 m. Beim Einfahren wird die dreiteilig bewegliche Einfahrklappe durch den Schornstein der Lokomotive bewegt. Durch die Länge des Rauchfanges von 3,50 m wird erreicht, daß die Lokomotive eine größere Bewegungsfreiheit im Schuppen hat und beim Nachsehen und Ölen um eine Radlänge verschoben werden kann, während sie unter Feuer steht. Die Rauchfänge sind mittels je vier verzinnter Rundeisen mit Spannschlössern an das Dachgespärre aufgehängt. Der Schlot ist quadratisch ausgeführt mit 50 cm im lichten. Die Rauchabzüge werden doppelt verschalt mit einer inneren senkrechten und einer äußeren Querschalung mit Eckbekleidung (Abb. 9). (Schluß folgt.)

Abb. 9. Rauchabzüge mit Befestigung.

Ideenwettbewerb für den Bau einer neuen Rheinbrücke bei Ludwigshafen—Mannheim.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnrat **Ernst**, Berlin.

(Schluß statt Fortsetzung aus Heft 9.)

Neben den erwähnten, in die engste Wahl gekommenen Entwürfen sollen noch einige charakteristische Entwürfe kurz beschrieben werden, ohne mit dieser Auswahl irgend ein Urteil verbinden zu wollen. Die Erläuterungen sind wiederum den Begleitberichten der Entwurfsverfasser entnommen.

Entwurf Nr. 2. Kennzahl 777 777. Verfasser: Dipl.-Ing. Max Haaf, Mannheim-Neuostheim. Mitarbeiter: Architekt Wilhelm Vorholz, Ludwigshafen (Abb. 27).

Abb. 27. Entwurf Nr. 2. Kennzahl 777 777.

Vollwandiger, 273,2 m weit gestützter Zweigelenkbogen mit Zugband, das rd. 7 m über den Kämpfergelenken liegt. Entfernung der Hauptträger 14 m. Pfeilhöhe des Bogens über Zugband 28,5 m. Entfernung der Hängestangen und Querträger 9 m. Die Querträger sind mit dem Zugband vernietet. Windverbände in der Fläche der Bogen und in Fahrbahnhöhe.

Nach Ansicht des Verfassers ist für einen Überbau mit einer Öffnung ein Langerscher Balken mit seinen drei Gurten keine befriedigende Lösung für das das Landschaftsbild stark bestimmende Bauwerk. Der Parallelträger würde, ebenso wie ein Fachwerkträger mit gekrümmtem Obergurt, System- und Querschnittsabmessungen bekommen, die das Bild der bestehenden Brücken völlig zerstören würden. Auch als alleiniges Motiv in der Landschaft würde er viel zu schwer wirken.

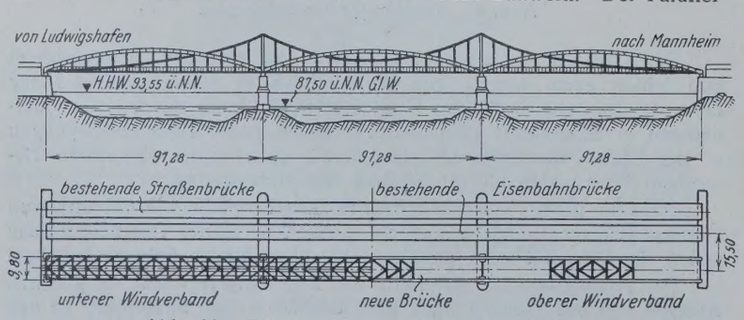


Abb. 28. Entwurf Nr. 4. Kennzahl 1 821 872.

Entwurf Nr. 4. Kennzahl 1 821 872. Verfasser: G. Noell & Co., Brückenbauanstalt, Würzburg. Prof. Dr.-Ing. Heinrich Leitz, München, Techn. Hochschule (Abb. 28).

Kettenbrücke, versteift durch über drei Öffnungen durchlaufende vollwandige Bogen mit Zugband. Stützweiten $3 \times 91{,}28$ m. Die Kette ist eine zweiwandige vernietete Flachbandkette. Die 15 m hohen Pylone über den Pfeilern sind portalartig verbunden. Pfeilhöhe der Versteifungsbogen 9 m, Entfernung der Hängestangen und Querträger 5,7 m, der Hauptträger 9,8 m. Oberer Windverband zwischen einem Teil der Versteifungsbogen und Fahrbahnwindverband. Durch Zusammenwirken von Bogen und Kette in dieser Ausführung ist die Steifigkeit gegenüber jener von reinen Kettenbrücken erhöht.

Entwurf Nr. 5. Kennzahl 321 123. Verfasser: Hein, Lehmann & Co. A.-G., Düsseldorf. Prof. Wach. Regierungsbaurat a. D. Roßkotten, Düsseldorf. Dyckerhoff & Widmann A.-G., Biebrich am Rhein (Abb. 29).

Abb. 29. Entwurf Nr. 5. Kennzahl 321 123.

275 m weit gespannter Fachwerksichelbogenträger mit Zugband. Entfernung der Hauptträger 12 m. Entfernung der Hängestangen 21 m, der Querträger 7 m. Je ein Windverband in den Flächen der Ober- und Untergurte des Bogens und ein Verband in der Ebene der Zugbänder. Pfeilhöhe des Bogens 36 m. Systemhöhe des Bogens im Scheitel 11 m. Die Querträger sind mit dem Zugband vernietet.

Die Ausfachung des Bogens mit doppeltem Ständerfachwerk stellt verwandte Beziehungen zu den alten Brücken her, da diese voraussichtlich nicht so bald verschwinden werden. Die Enden der Bogen sind vollwandig. Das Zugband, das auch Biegemomente aufzunehmen hat, ist ein hoher kastenförmiger Blechträger.

Entwurf Nr. 12. Kennzahl 345 543. Verfasser: Vereinigte Stahlwerke A.-G., Dortmunder Union-Brückenbau, Dortmund, mit Architekt Dipl.-Ing. Lyonel Wehner, Düsseldorf (Abb. 30).

Drei getrennte Überbauten aus Rahmenträgern mit großflächigen Pfosten und Gurten. Stützweiten 3×90 m. Feldweite rd. 10 m. Entfernung der Querträger etwa 5 m. Trägerhöhe von Oberkante bis Unterkante 9,6 m. Entfernung der Hauptträger 10 m. Obere Querriegel bilden mit Pfosten und Querträgern geschlossene Rahmen. Baustoffe für die Hauptträger St Si, für die übrigen Teile St 37. Unterer Windverband.

Die Anpassung an die alten Brücken wird erreicht durch Wahl eines Überbaues, der in den äußeren Formen den alten Überbauten folgt. Da die vier vorhandenen Hauptträger mit den vielen sich überschneidenden Stäben schon jetzt ein unruhiges Bild ergeben, wird ein Rahmenträger gewählt, der mit seinen geraden Linien den vorhandenen Brücken eine gewisse Ruhe aufzwingt. Um auch frontal ein Zusammenwirken zu erreichen, wurde den vorhandenen Portalen ein neues Gewand gegeben und die neue Brücke in die Portalausbildung einbezogen.

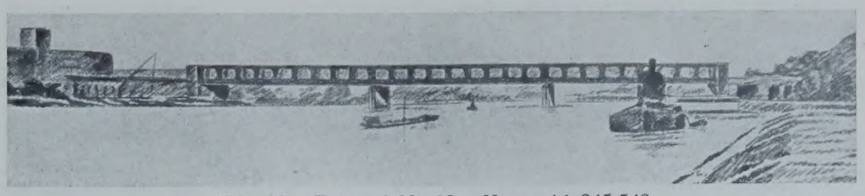


Abb. 30. Entwurf Nr. 12. Kennzahl 345 543.

Entwurf Nr. 32. Kennzahl 951 413 N. Verfasser: C. H. Jucho, Brückenbauanstalt Dortmund, mit Prof. Hans Freese, Karlsruhe (Abb. 31).

Abb. 31. Entwurf Nr. 32. Kennzahl 951 413 N.

277 m weit gestützter, vollwandiger Bogenträger mit rd. 7 m unter der Fahrbahn liegenden Auflagergelenken. An die Auflager, von denen eines beweglich, das andere fest ist, sind Halbbogen über den Landöffnungen gelenkig angeschlossen, an deren Endauflagern der gesamte Horizontalschub auf die in Fahrbahnhöhe liegenden Zugbänder übertragen wird. Die aus ästhetischen Gründen getroffene Anordnung bedingt eine Verankerung der äußeren Lager der Halbbogen in lotrechter Richtung. Pfeilhöhe des Bogens rd. 33 m über der Fahrbahn. Stegblechhöhe im Scheitel 5,5 m. Entfernung der Hauptträger 10,2 m, der Hängestangen und der Hauptquerträger 19 m. Zwischen den letzteren sind Hilfslängsträger und zwischen diesen Nebenquerträger angeordnet, so daß die Entfernung der Querträger rd. 6,3 m beträgt. Das Zugband ist unabhängig von der Fahrbahn an den Hängestangen aufgehängt. Oberer Windverband zwischen den Bogen. Die Gurtungen des Fahrbahnwindverbandes werden von den Zugbändern gebildet.

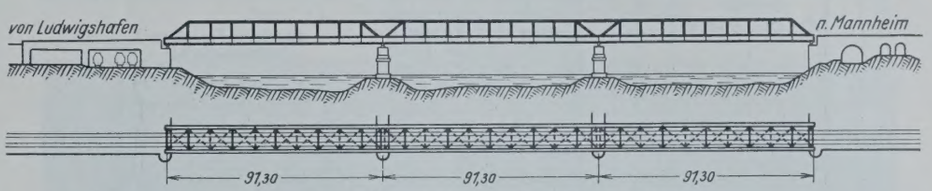


Abb. 32. Entwurf Nr 39. Kennzahl 999 666.

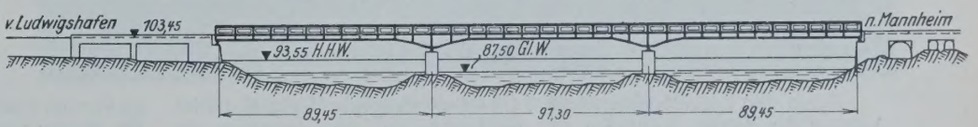


Abb. 33. Entwurf Nr 45. Kennzahl 478 284.

Entwurf Nr. 39. Kennzahl 999 666. Verfasser: Gutehoffnungshütte, Oberhausen (Rheinland) und Philipp Holzmann A.-G., Frankfurt am Main (Abb. 32).

Drei Überbauten aus Blechträgern, versteift durch wagerechte, an den Enden abgeschrägte Druckgurte. Stützweiten $3 \times 91{,}3$ m. Die Druckgurte sind gegen die Blechträger durch Pfosten abgesteift. Trägerhöhe von Unterkante Blechträger bis Oberkante Druckgurt 10 m. Um dem Überbau die nötige Steifigkeit zu geben, und um die Durchbiegungen in den gegebenen Grenzen zu halten, sind die Druckgurte und Blechträger der einzelnen Öffnungen über den Zwischenpfeilern verbunden. Die Blechträger übertragen an den Pfeilern jedoch keine Momente, sondern nur Längs- und Querkräfte. Die Höhe der kastenförmigen Blechträger ist zu 3,8 m gewählt, um den Ausblick von den Zügen nicht zu stören. Jeder zweite Pfosten bildet mit oberem Querriegel und Querträger einen geschlossenen Windrahmen. Die übrigen Pfosten bilden mit den Querträgern Halbrahmen. Entfernung der Hauptträger 10 m, der Querträger 9,13 m.

Durch die möglichst nur wagerechte Linienführung der neuen Überbauten soll erreicht werden, daß die unruhige Wirkung der Hauptträger der bestehenden Brücken durch die neue Brücke nicht vergrößert wird.

Entwurf Nr. 45. Kennzahl 478 284. Verfasser: Dr.-Ing. Albert Dörnen, Dortmund-Derne. Oberbaurat Martin Krüger, Essen (Abb. 33).

Über drei Öffnungen ohne Gelenke durchlaufende Blechträger von $3 \times 91{,}3$ m Stützweite. Entfernung der doppelwandigen Hauptträger 9,6 m, der Querträger 7,5 m. Höhe des Hauptträgerstegblechs 6,2 m, über den Stützen 9 m. Baustoff St 37.

Nach Ansicht des Verfassers kommt die erste Möglichkeit der Anpassung an die bestehenden Brücken, nämlich für die neuen Überbauten dasselbe System oder eine andere Fachwerkkonstruktion zu wählen, nicht in Frage, da ein fast undurchdringliches Gewirr von Stäben entstehen würde. Die zweite Möglichkeit ist die Wahl einer grundsätzlich abweichenden Form, die dann aber so flach als möglich gehalten werden muß. Ein vollwandiger Blechträger müßte rd. 6 m Höhe erhalten. Da bei den gegebenen Verhältnissen hierdurch jede Aussicht von der Brücke versperrt würde, sind die Blechträger oben ausgeschnitten. Die zwischen den Ausschnitten verbleibenden 1,2 m, an den Auflagern 2 m breiten vollwandigen doppelwandigen Pfosten können leicht so stark gemacht werden, daß sie die Schubkräfte einwandfrei aufnehmen.

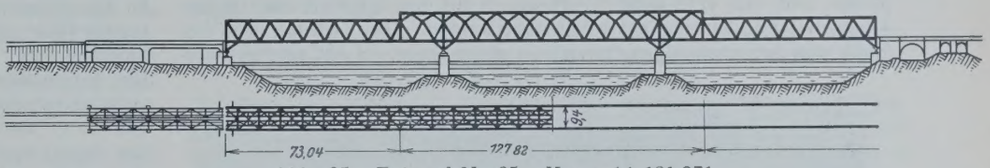


Abb. 35. Entwurf Nr. 65. Kennzahl 131 371.

Entwurf Nr. 58. Kennzahl 2 841 912 a. Verfasser: Dr.-Ing. Oskar Abisch, Ingenieurbüro, Köln-Deutz. Architekt Fritz Fuß, Köln (Abb. 34).

Abb. 34. Entwurf Nr. 58. Kennzahl 2 841 912 a.

Über drei Öffnungen durchlaufende vollwandige Rahmenträger mit zwei Gelenken in der Mittelöffnung und mit Zugbändern in den Seitenöffnungen. Die Rahmen sind zur Verkleinerung der Windangriffsflächen nach Art von Vierendeelträgern durchbrochen und haben bogenförmige Endabschlüsse. Stützweiten $3 \times 91{,}3$ m. Die Riegel der Seitenöffnungen kragen in die Mittelöffnung 18,26 m weit vor und nehmen dort einen eingehängten Riegel von 54,78 m Stützweite auf. Abstand der Hauptträger 9,4 m, der Hängestangen 9,13 m, der Querträger 4,565 m. Höhe der Rahmenriegel über Zugband 20 m. Stegblechhöhe des einwandigen Riegels 5,5 m. Die Zugbänder in den Seitenöffnungen sind zugleich Randlängsträger. In der Mittelöffnung, in der das Zugband fehlt, sind die Randlängsträger durchgeführt, damit keine Unterbrechung der äußeren Linie eintritt. Die Querträger sind mit den Zugbändern vernietet. Baustoff St 48.

Abb. 36. Entwurf Nr. 69. Kennzahl 828 172.

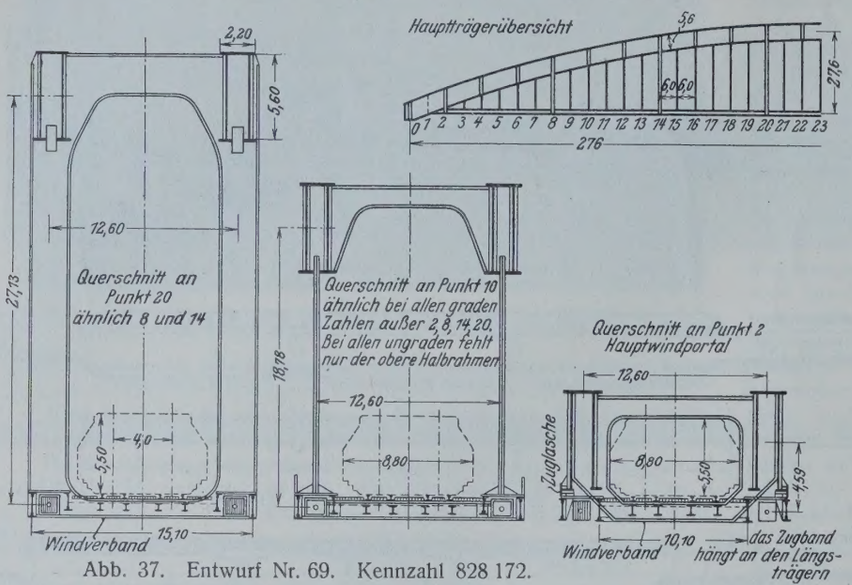


Abb. 37. Entwurf Nr. 69. Kennzahl 828 172.

Durch den bogenförmigen Anlauf der Rahmenträger soll ein zu harter Aufstieg der Brücke vermieden und gleichzeitig eine gute Anpassung an die Stützlinienform erzielt werden. Durch die lotrecht gestellten Endportale und ihre vollwandige Verbindung mit den einmündenden Bogen sollen die Brückenanfänge leicht betont werden. Die Verfasser sind bewußt vom doppelwandigen Querschnitt abgegangen, da ein solcher Quer-

Abb. 38. Entwurf Nr. 70. Kennzahl 565 148.

schnitt dem Verlauf der Momentenlinie nicht angepaßt werden kann und weil die Aussteifungen bei einem Mindestabstand der beiden Wandungen von 90 cm einen verhältnismäßig hohen Prozentsatz des Nutzquerschnitts ausmachen würden.

Entwurf Nr. 65. Kennzahl 131371. Verfasser: Oberingenieur Arthur Miehlke, Stettin (Abb. 35).

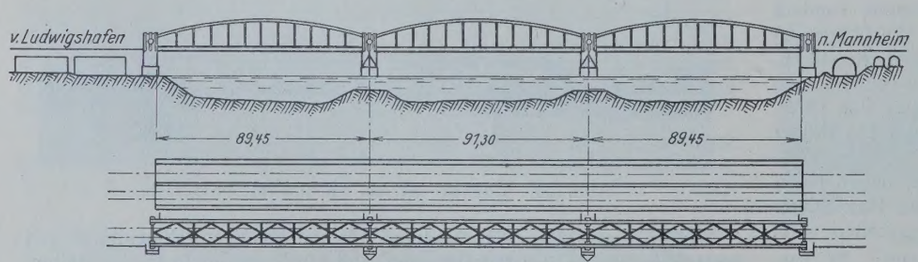


Abb. 39. Entwurf Nr. 77. Kennzahl 187 800.

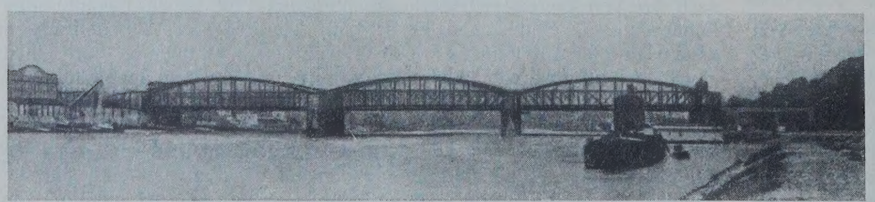


Abb. 40. Entwurf Nr. 77. Kennzahl 187 800.

Über drei Öffnungen durchlaufende abgestufte Parallelfachwerkträger mit Gelenken in den Seitenöffnungen. Die Untergurte sind an den Stützen dreieckförmig herabgezogen, um statisch günstige Einwirkungen auf Widerlager und Pfeiler zu erzielen. Der Kragträger der Mittelöffnung ist 91,3 m weit gestützt und trägt auf zwei Kragarmen von je 18,26 m Länge die Koppelträger der Seitenöffnungen von je 73,04 m Stützweite. Die Ausfachung der Schleppträger mit fallenden und steigenden Streben erstreckt sich in gleicher Höhe über den Kragträger und ergibt dort zusammen mit kurzen darübergesetzten Streben rautenförmige Ausfachung. Die schwächer geneigten kurzen Streben im Hauptträgeroberteil bilden wiederum für sich einen einheitlichen Stabzug, der die alten Überbauten bekrönend überhöht. Die Trägerhöhe wurde in der Mittelöffnung mit Rücksicht auf die Stützenmomente größer gewählt als in den Seitenöffnungen. Der Übergang wurde mit Rücksicht auf gute Gelenkausbildung scharf rechtwinklig ausgeführt.

Entwurf Nr. 69. Kennzahl 828172. Verfasser: Geh. Regierungsrat Prof. Dr.-Ing. Hertwig, Charlottenburg, Technische Hochschule. Prof. Dr.-Ing. Pohl. Regierungsbaumeister a. D. H. Schmieden, Groß-Lichterfelde (Abb. 36 u. 37).

Vollwandige Bogenträger mit Zugbändern von 276 m Stützweite und 27,6 m Pfeilhöhe über Zugband. Die Höhe des Bogens wächst von 5,6 m im Scheitel gegen die Auflager auf 6,6 m an, um die Zugbänder gut anschließen zu können, und um für die Endportale, die 12 m von den Auflagern entfernt sind, die erforderliche Höhe zu bekommen. Entfernung der Hauptträger 12,6 m. Das als Augenstabkette ausgebildete Zugband ist von der Fahrbahn getrennt und durch die Querträger hindurchgesteckt. Die Bolzen und die Unterstützungen der Kette liegen an diesen Stellen neben den Querträgern. Die 3 cm dicken Augenstäbe der Zugbänder sind im allgemeinen 1,2 m hoch, an den Enden jedoch 1,5 m. Bei einer gesamten Dicke von 1,03 m können die Stäbe an den Enden mit Spielraum zwischen den 1,05 m weit entfernten Stegblechen des Bogens durchlaufen. Der untere Windverband erhält eine Breite von 15,1 m. Oberer Windverband zwischen den Bogen. Baustoff St Si. Im gegenseitigen Abstand von 36 m sind kräftige Windportale angeordnet. Diese Portale geben den Bogen auch im Aussehen eine stabile Verbindung mit der Fahrbahn, die sonst nur in 6 m Abstand mit dünnen Stäben an den Bogen hängt.

Ein Langerscher Balken würde nach Ansicht der Verfasser in Fahrbahnhöhe ein unerfreuliches Stabgewirr bringen.

Entwurf Nr. 70. Kennzahl 565 148. Verfasser: Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. Tils, Reichsbahndirektion Köln (Abb. 38).

Ein Überbau aus Parallelfachwerkträgern mit Pfosten und gekreuzten Streben von 275 m Stützweite und 32,5 m Systemhöhe. Die Feldweite beträgt mit Rücksicht auf die Pfeilerstellung der bestehenden Brücken 30,6 m. Abstand der Querträger rd. 5 m, Abstand der Hauptträger 11,5 m. Oberer und unterer Windverband. Baustoff St Si.

Dem Parallelträger wird der Vorzug gegeben, da Bogenträger mit Zugband erfahrungsgemäß erheblich höhere Kosten verursachen als ein Fachwerkbalken, was bei der vorliegenden Stützweite wegen des großen Schubes und des schweren Zugbandes besonders in Erscheinung treten würde. Ein Zwischensystem wurde vermieden, um einen freien Durchblick zu gewinnen. Der biegungsfeste Untergurt reicht bis in Geländerhöhe. Durch die weitmaschige Ausfachung mit gekreuzten Streben wird eine ruhige Wirkung erzielt, da sich die Hauptträger ohne Überschneidung decken.

Entwurf Nr. 77. Kennzahl 187800. Verfasser: Wilh. Maelzer, Zivilingenieur, Berlin-Wilmersdorf. Hubert Stier, Reg.-Baumeister, Charlottenburg (Abb. 39 u. 40).

Drei Überbauten aus Stabbogen mit vollwandigen Versteifungsträgern. Stützweiten 90,5 + 91,3 + 90,5 m. Pfeilhöhe des Stabbogens über Versteifungsträger an den Auflagern rd. 5,5 m, in der Mitte 12 m. Die breiten Endpfosten sind zur Übertragung des Horizontalschubes biegungsfest an die Versteifungsbalken angeschlossen und erhalten eine sich nach unten stark verbreiternde Form. Höhe des Versteifungsträgers 2,5 m. Abstand der Hängestangen 7 m, der Hauptträger 9,8 m. Windverbände zwischen den Bogen und ein Fahrbahnwindverband. Baustoff St Si. Um den Anschluß der End-

pfosten an die Versteifungsbalken zu verdecken, sind die Brückenpfeiler bis zum Anschnittspunkt der Stabbogen hochgeführt.

Entwurf Nr. 79. Kennzahl 1350576. Verfasser: Dipl.-Ing. Ernst Ackermann, beratender Ingenieur, Bochum. Architekt Dipl.-Ing. Heinrich Mähl, Bochum (Abb. 41).

Abb. 41. Entwurf Nr. 79. Kennzahl 1 350 576.

Drei Überbauten aus vollwandigen Bogenträgern mit nach unten gesprengten Zugbändern aus Drahtkabeln. Stützweiten 3×90 m. Systemhöhe an den Auflagern 10 m und in der Mitte jeder Öffnung 18,5 m. Die Bogenträger haben Sichelform. Die Stegblechhöhe beträgt im Scheitel 1,8 m und an den Auflagern 0,8 m. Die Fahrbahn ist mit Hängestangen aus Rundeisen in 4,5 m Abstand an den Bogen aufgehängt. Abstand der Querträger ebenfalls 4,5 m. Abstand der Hauptträger 9,4 m. Die Zugbänder sind im unteren Scheitelpunkt mit den Randträgern der Fahrbahn fest verbunden. Die Randträger sind zugleich Gurtungen des Windverbandes. Bogen- und Fahrbahnwindverband.

Durch das gewählte System soll einerseits die Systemhöhe der neuen Überbauten an den Auflagern in eine gewisse Übereinstimmung mit den bestehenden Brücken gebracht werden und anderseits das Dickicht der Füllstäbe des Systems der alten Brücken nicht noch weiter verdichtet werden.

Abb. 42. Entwurf Nr. 96. Kennzahl 002 800.

Entwurf Nr. 96. Kennzahl 002800. Verfasser: Bruno Schulz, Berlin-Grunewald, mit Magistrats-Oberbaurat W. Straßmann, Berlin-Wilmersdorf (Abb. 42).

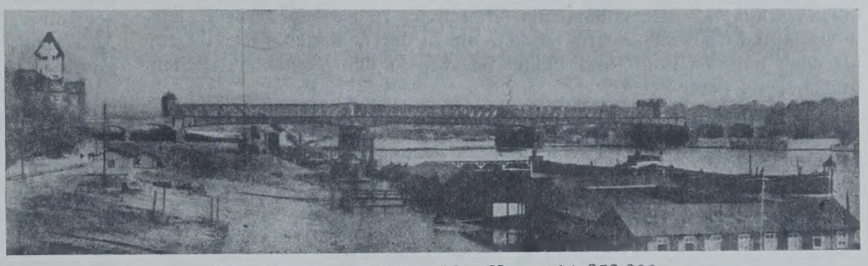


Abb. 43. Entwurf Nr. 102. Kennzahl 353 300.

Biegungsfeste Bogenträger von 276 m Stützweite in steifer Verbindung mit biegungsfesten, in Fahrbahnebene liegenden Zugbalken. Pfosten in rd. 13,5 m Entfernung verbinden Bogen und Balken, die zusammen die Biegemomente aufnehmen. Pfeilhöhe des Bogens 32 m, Entfernung der Hauptträger 10,2 m. Bogen und Balken haben kastenförmigen Querschnitt. Höhe des Bogens 4,5 m, des Balkens 3 m. Entfernung der Querträger rd. 4,5 m. Der untere Windverband soll als beiderseits eingespannter Träger berechnet werden, wodurch die Zusatzspannungen der Gurte des Verbandes geringer werden. In den Ebenen von je zwei benachbarten Endpfosten sind biegungfeste Querrahmen vorgesehen, wodurch auch der Bogenwindverband an seinen Enden eingespannt sein soll. Baustoff St Si.

Nach Ansicht der Verfasser ist das System für den statisch nicht geschulten Beobachter in seiner statischen Wirkung klarer und eindringlicher als der Langersche Balken und der Bogen mit Zugband, die beide die gegenseitige Unterstützung ihrer Hauptglieder bei der Aufnahme der Momente, die das Auge des Beschauers verlangt, vermissen lassen. Durch Verteilung der Last auf Bogen und Balken ist deren Querschnittsausbildung erleichtert. Da Bogen und Balken erheblich größere Querschnitte besitzen als das Zugband eines Bogens oder der Druckbogen eines Langerschen Balkens, so zeigen sie auch erheblich kleinere Längenänderungen unter den Längskräften. Diese Längenänderungen sind aber von sehr erheblichem Einfluß auf die Durchbiegungen und vor allem auf die Schwingungen des Systems. Das System ist also steifer als der Bogen mit Zugband und der Langersche Balken.

Entwurf Nr. 102. Kennzahl 353300. Verfasser: Wilhelm Maelzer, Zivilingenieur, Berlin-Wilmersdorf. Hubert Stier, Reg.-Baumeister, Charlottenburg (Abb. 43).

Über drei Öffnungen durchlaufende vollwandige Blechträger mit Gelenken. Die Untergurte sind an den Stützen herabgezogen. Der mittlere Unterbau ist ein Kragträger von 91,3 m Stützweite mit 17,5 m langen Kragarmen in den Seitenöffnungen, so daß die Stützweite der eingehängten Träger rd. 73,8 m beträgt. Höhe des Blechträgers 3,5 m, an den Stützen 6 m. Entfernung der Hauptträger 10 m, der Querträger rd. 5,8 m. Baustoff St Si.

Nach Ansicht der Verfasser wird, solange die alte Brücke steht, eine Lösung mit einer Öffnung nicht befriedigen können, da die Strompfeiler der alten Brücke das Bild des freitragenden Trägers widersprechend stören. So würde z. B. eine Bogen- oder Hängebrücke mit zwei Strompfeilern (Stützpunkten) in der mittleren Stromöffnung ein statisch vollkommen unverständliches Bild ergeben.

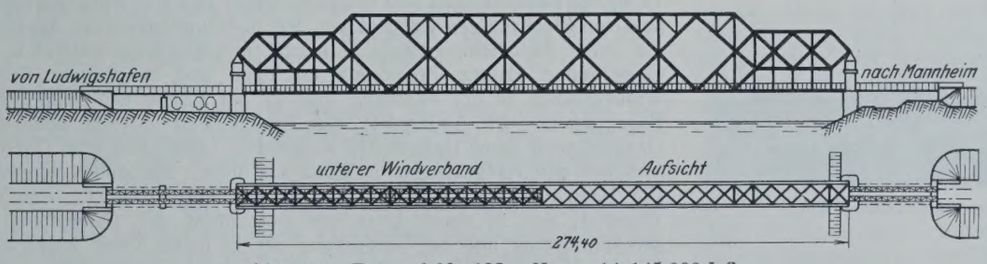


Abb. 44. Entwurf Nr. 122. Kennzahl 145 000 L 2.

Abb. 45. Entwurf Nr. 124. Kennzahl 145 000 L 4.

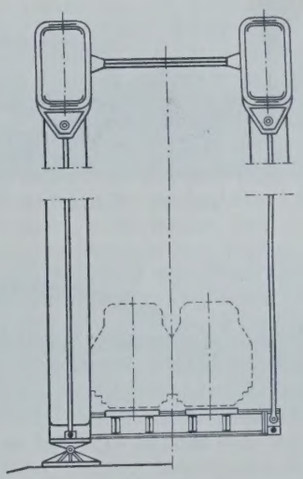


Abb. 46. Entwurf Nr. 124. Kennzahl 145 000 L 4.

Entwurf Nr. 122. Kennzahl 145000 L 2. Verfasser: Dr.-Ing. Georg Müller, Reg.-Baumeister a. D., Privatdozent an der Techn. Hochschule Berlin, Berlin-Lankwitz (Abb. 44).

2/4 hoch- und tiefgestufter doppeltsymmetrischer, fischbauchähnlicher Parallelträger aus Rautenfachwerk mit Unterteilung oben und unten. Stützweite 274,4 m. Systemhöhe im mittleren Teil 34 m, in den seitlichen Teilen 17 m. Die Auflager liegen rd. 17 m hoch über der Fahrbahn auf besonderen Türmen. Durch diese Lagerung soll vermieden werden, daß der hohe Träger als Konstruktion zu schwer auf dem Strom lastet. Die Höhe der unteren Unterteilung entspricht etwa der Höhe der alten Brücken. Abstand der Hauptträger 9,5 m. Feldweite 8,575 m. Oberer und unterer Windverband. Die großen Öffnungen lassen das Tragwerk leicht und durchsichtig erscheinen. Baustoff St Si.

Entwurf Nr. 124. Kennzahl 145 000 L 4. Verfasser wie Entwurf Nr. 122. Schweißtechnischer Berater Reichsbahnoberrat Füchsel, Reichsbahn-Zentralamt Berlin (Abb. 45 u. 46).

Bogenträger mit geschweißtem röhrenförmigem Querschnitt und mit sichtbarem Kabelzugband. Stützweite 274,4 m. Pfeilhöhe 39 m. Höhe des Röhrenquerschnitts 4 m. Breite 2 m. Abstand der Hauptträger 10,6 m, der Hängestangen und Querträger 11,433 m. Die Zugbänder sind von der Fahrbahn getrennt. Oberer und unterer Windverband.

Nach Ansicht des Verfassers gestattet der gegenwärtige Stand der Schweißtechnik, vom Schweißen als Ersatz der Nietarbeit im Interesse einer Verbilligung eine umfassende Anwendung zu machen. Der Kastenquerschnitt ist sowohl in den Nähten, die in der neutralen Faser liegen, als auch bei den Kopf- und Fußplatten wie in den Verbindungsstellen durchgehend geschweißt.

Entwurf Nr. 126. Kennzahl 734 272 L 2. Verfasser wie Entwurf Nr. 122 und 124 (Abb. 47).

Abb. 47. Entwurf Nr. 126. Kennzahl 734 272 L 2.

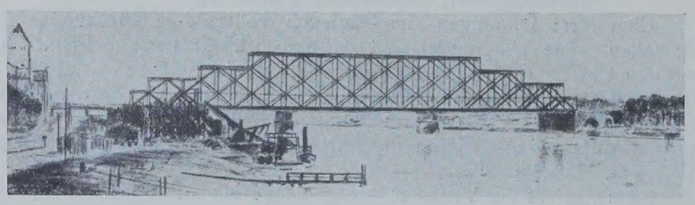


Abb. 48. Entwurf Nr. 131. Kennzahl 1 002 345 N.

Abb. 49. Entwurf Nr. 137. Kennzahl 188 494 IV.

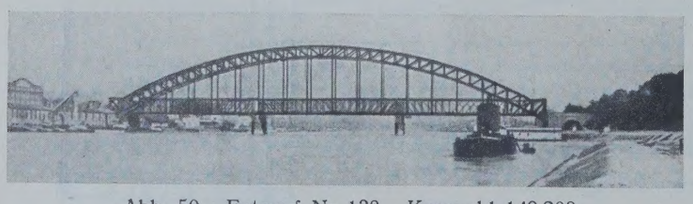


Abb. 50. Entwurf Nr. 138. Kennzahl 149 208.

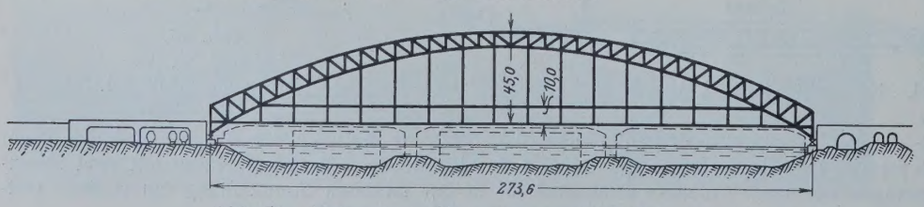


Abb. 51. Entwurf Nr. 138. Kennzahl 149 208. Variante.

Ein Überbau aus 2/3 gestuften Parallelfachwerkträgern mit Unterteilung oben. Stützweite 274,4 m. Systemhöhe 24 m. Abstufungen und Endabschlüsse schräg. Abstand der Hauptträger 9,5 m, Feldweite 11,438 m. Oberer und unterer Windverband. Baustoff St Si. Die riesigen Fache mit sechs Feldern, also von rd. 67 m Weite gewährleisten freien Durchblick und Ausblick.

Entwurf Nr. 131. Kennzahl 1 002 345 N. Verfasser: Johannes Schuster, Zivilingenieur, Berlin-Friedenau. Architekt Kurt Pönitz, Berlin (Abb. 48).

Ein Überbau aus Netzwerkparallelträgern mit Pfosten und mit senkrecht abgestuften Obergurten. Das System ist zum Deutschen Reichspatent angemeldet. Stützweite 274,4 m. Systemhöhe 32 m. Abstand der Hauptträger 10 m, Feldweite 9,8 m. Windverbände in der Ebene der Untergurte und zwischen den abgestuften Obergurten. In den Ebenen sämtlicher Pfosten sind Querverbände vorgesehen, außerdem Vertikalverbände bezw. Portale zwischen den Endpfosten der Stufen zur Überleitung der Kräfte des oberen Verbandes in den unteren Verband.

Durch stufenweise Absetzung des Obergurts wird der wirtschaftliche Vorteil erreicht, daß sich die Trägerhöhe dem Verlauf der Momentenlinie gut anpaßt und daß eine dem statischen Gefühl gerecht werdende Trägerform entsteht. Pfosten und Schrägen gehen vom Ober- bis zum Untergurt durch. Dadurch werden die Beanspruchungen der Füllstäbe geringer gegenüber einem statisch bestimmten System, so daß die Ansichtsflächen gegenüber denjenigen der Gurtstäbe zurücktreten. Durch die stufenweise Absetzung wird auch an den Enden jedes architektonische Beiwerk überflüssig.

Entwurf Nr. 137. Kennzahl 188 494 IV. Verfasser: Oberingenieur Karl Hofmann, München (Abb. 49).

Sprengwerkbrücke von 278 m Stützweite und 40 m Pfeilhöhe, gemessen vom Druckgurt bis Unterkante Versteifungsträger. Der Versteifungsträger ist ein Parallelträger aus Strebenfachwerk mit Unterteilung, dessen Obergurte in den Endfeldern zum Druckgurt hochgezogen sind. Höhe des Versteifungsträgers etwa 13 m. Abstand der Hauptträger 12 m, der Querträger rd. 5,8 m. Der Druckgurt ist durch Pfosten in 11,6 m Entfernung ausgesteift. Windverbände zwischen den Druckgurten und in den Ebenen der Ober- und Untergurte des Versteifungsträgers. Um die Biegemomente der Querträger herabzusetzen, sind die Gleisachsen soweit wie möglich gegen die Hauptträgerwände gerückt, wodurch sich ein Gleisabstand von rd. 6 m ergibt.

Entwurf Nr. 138. Kennzahl 149 208. Verfasser: Reichsbahnoberrat Blunck, Altona. Reichsbahnrat Schwamborn, Altona (Abb. 50 u. 51).

Fachwerk-Zweigelenkbogen mit zwei übereinanderliegenden Zugbändern, die bei einem Abstand von 10 m in Höhe des Unter- und Obergurts der bestehenden Brücken liegen. Stützweite 273,6 m. Pfeilhöhe von Oberkante Bogen bis Unterkante Fahrbahn 45 m. Systemhöhe des Bogens 7 m. Feldweite 7,6 m. Ausfachung des Bogens mit Ständerfachwerk. Der Obergurt des Bogens geht in Höhe des oberen Zugbandes an den Auflagern in die Wagerechte über, um ein besseres Zusammenwirken mit der alten Brücke zu erreichen. Abstand der Hauptträger 14 m, der Hängestangen und Hauptquerträger 15,2 m. Zwischen letzteren sind im gegenseitigen Abstand von 9,6 m Hauptlängsträger angeordnet, die durch Zwischenquerträger in rd. 5,1 m Entfernung belastet werden. Gemeinsame eiserne Endportale für neue und bestehende Brücken. Windverbände in der Fahrbahn und in der Fläche der Obergurte des Bogenträgers. Die Untergurte des Bogens sind in den Ebenen der Hängestangen durch Halbrahmen ausgesteift. Außerdem sind Querriegel zwischen den Hängestangen in Höhe des oberen Zugbandes vorgesehen. Die Hauptquerträger sind mit den Zugbändern vernietet. Das obere Zugband, das in erster Linie zur Aussteifung der Hängestangen in Brückenrichtung und zur Verdeckung der in dieser Höhe angeordneten Querriegel dient, soll erst dann an die Hauptträger angeschlossen werden, nachdem der aus dem Eigengewicht des zunächst als Dreigelenkbogen montierten Hauptträgers entstehende Horizontalschub durch das untere Zugband aufgenommen ist.

In einer Variante (Abb. 51) werden die Obergurte der Bogenträger in stetiger Krümmung bis zu den Endportalen durchgeführt.

Der Wettbewerb hat eine große Zahl beachtenswerter Vorschläge gebracht, von denen einige nunmehr genauer untersucht werden sollen. Ob einer dieser Vorschläge und welcher zur Ausführung kommen wird, kann erst nach Abschluß dieser Untersuchungen entschieden werden. Hoffentlich liegt bis zu diesem Zeitpunkte auch die Genehmigung der Besatzungsbehörde für den Bau der Brücke vor, damit die Bauarbeiten unverzüglich in Angriff genommen werden können.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Einführung hochwertigen Stahles im Bauwesen.

Von Direktor Dr.-Ing. ehr. **Schellewald,** Dortmund.

In der Veröffentlichung „Zur Frage des Baustahles in Deutschland“ [1]) hat Herr Reichsbahnoberrat Roloff den Verlauf, den die Entwicklung der hochwertigen Baustähle während der letzten Jahre genommen hat, ausführlich geschildert und am Ende seiner Arbeit von der Möglichkeit gesprochen, daß man sich später auf die Verwendung eines einzigen hochwertigen Baustahles einigen könne. Gerade die Frage eines neuen Einheitsstahles ist von solcher Bedeutung, daß es notwendig ist, sie einer eingehenderen Betrachtung zu unterziehen.

Es besteht heute kein Zweifel mehr über die Förderung, die dem Stahlbau aus der Einführung des hochwertigen Baustahles erwächst; seine besseren Festigkeitseigenschaften gegenüber denjenigen des Flußeisens, jetzt St 37 genannt (diese Bezeichnung wird beibehalten), führen infolge der sich aus ihnen ergebenden Ersparnisse an Baustoff zu einer sehr erheblichen Herabsetzung der Herstellungskosten der Stahlbauwerke, wie Herr Dr.-Ing. Kommerell überzeugend dargelegt hat.[2]) So ist es nicht zu verwundern, daß die deutsche Hüttenindustrie, gefördert durch die Anregungen und durch das tatkräftige, weitausschauende Eingreifen von Herrn Geheimrat Dr.-Ing. ehr. Schaper, in den letzten Jahren eine Reihe neuer hochwertiger Baustähle auf den Markt gebracht hat. An sich ist diese Entwicklung durchaus zu begrüßen, sie zeigt jedoch Begleiterscheinungen, die wenig erfreulich sind; wir stehen heute vor einer ähnlichen Umwälzung wie bei der Einführung des St 37 vor etwa 50 Jahren. Es ist angebracht, sich die damaligen Vorgänge vor Augen zu halten, um aus ihnen eine Lehre für die jetzigen Verhältnisse zu ziehen.

Die Verdrängung des Schweißeisens durch St 37 war in dem Bedürfnis nach einem Baustoff begründet, der vor allem den Ansprüchen der Eisenbahn in bezug auf die Güte von Schienen, Radreifen usw. besser genügte als Schweißeisen. Gleichzeitig war es dringend wünschenswert, die Herstellungskosten des Baustoffes zu ermäßigen. Die Hüttenindustrie stand vor einer schwierigen Aufgabe. Die Hilfsmittel, die ihr heute zu Gebote stehen, befanden sich in ihren Anfängen; die Erforschung der metallurgischen Prozesse hatte erst begonnen; eine einheitliche Auffassung, welche Festigkeitseigenschaften von dem vollständig neuartigen Baustoff zu verlangen seien, konnte sich nur langsam herausbilden. So war man auf ein umständliches Suchen angewiesen, das sich auf fast 30 Jahre erstreckte und erst Ende der achtziger Jahre des vorigen Jahrhunderts sein Ende fand.

Im Anfang gingen die Bestrebungen dahin, an Stelle des Schweißeisens Stahl von hoher Festigkeit zu erzeugen; die Fehlschläge bei dessen Verwendung, insbesondere bei der Erbauung verschiedener Eisenbahnbrücken durch die holländische Staatsbahn um 1880 gaben Anlaß, die zu hochgestellten Ansprüche herabzusetzen, obgleich schon 1874 eine noch heute im Betrieb befindliche Brücke über den Mississippi bei St. Louis mit Stützweiten von 158,60 m aus Chromstahl[3]), ferner im gleichen Jahre in Pest eine Straßenüberführung und im Jahre 1881 in Österreich auf einer Nebenbahn mehrere Brücken vollständig aus Flußstahl erbaut werden konnten. Der Flußstahl mit hoher Festigkeit war spröde, er zeigte Neigung zu Brüchen; es gelang nicht, sie zu beseitigen. Man begann daher, weichen Stahl mit großer Zähigkeit herzustellen und sich mit einer Festigkeit von 3 700 bis 4 400 kg/cm² zu begnügen.

Das Schweißeisen besaß eine Festigkeit von 3 300 bis 3 700 kg/cm²; die Einhaltung dieses Wertes beanspruchte, veranlaßt durch die unvermeidbare Unsicherheit des Puddelprozesses, große Mühe. Dagegen lernte man, nach Überwindung der ersten Schwierigkeiten innerhalb einiger Jahre die Festigkeitswerte des St 37 mit Sicherheit zu erzielen. Die gleichmäßige Güte des St 37 erlaubte bald die zulässige Inanspruchnahme, die beim Schweißeisen für die Verwendung im Hochbau 750 kg/cm² betragen hatte, auf 875 kg, dann auf 1000 kg und schließlich auf 1200 kg bezw. auf 1400 kg und bei hochwertiger Bauausführung auf 1600 kg/cm² zu erhöhen. Während des Krieges wurden die Werte noch um 200 kg vergrößert; es zeugt für die Güte des St 37, daß nachteilige Folgen für die Standsicherheit der Bauwerke bei der Beanspruchung von 1800 kg/cm², soweit bekannt, nicht eingetreten sind. Die Verfeinerung der Verfahren der statischen Berechnung und die Verbesserung der Werkstattausführung sind, das darf nicht unerwähnt bleiben, bei der Heraufsetzung der zulässigen Beanspruchung des St 37 von gewissem Einfluß gewesen. Der Preis des St 37 wich nicht wesentlich von dem des Schweißeisens ab. Welche Ersparnisse an Werkstoff und welche Verbilligung der Baukosten im Brücken- und Hochbau durch die Einführung des St 37 erzielt worden sind, läßt sich nicht nachweisen. Ihre große Bedeutung für die gesamte Wirtschaft erkennt man, wenn man sich die große Menge der verbundenen Stahlbauten und der unbearbeiteten Bauträger, die namentlich in den letzten Jahren vor dem Kriege benötigt wurden, vor Augen hält.

Die Bearbeitung des St 37 bereitete zunächst Schwierigkeiten; seine Härte erforderte bessere Werkzeuge als das Schweißeisen. Besonders nachteilig war die Empfindlichkeit des St 37 bei der Feuerbearbeitung in der sogenannten Blauwärme und der Umstand, daß St 37 zunächst nicht im Feuer geschweißt werden konnte. Der Widerstand, den gerade die Schmiede der Verwendung des St 37 entgegensetzten, war recht erheblich. Im Laufe der Jahre wurden die Eigenschaften des St 37 jedoch so weit verbessert, daß diese Übelstände verschwanden. Ein einziger Nachteil blieb längere Zeit bestehen: Es war nicht möglich, einen Flußstahl in einer Güte herzustellen, die seine Verwendung zu Nieten und Schrauben zuließ, so daß das Schweißeisen bei diesen Erzeugnissen das Feld behaupten konnte; aber auch hier wurde es schließlich verdrängt.

Daß die Zeitspanne, deren der Flußstahl bedurfte, um an Stelle des Schweißeisens zu treten, fast drei Jahrzehnte betrug, lag darin begründet, daß die Herstellungsweise und die Eigenschaften des neuen Baustoffes erst entwickelt werden mußten; Fehlschläge und Irrwege waren unvermeidlich. Als jedoch sich aus den verschiedenen Arten des Flußstahles der St 37 als Verbrauchstoff herausgeschält hatte, war das Schicksal des Schweißeisens besiegelt. Der Übergang von Schweißeisen zum St 37 wurde insofern erleichtert, als der Kampf sich nur zwischen zwei Wettbewerbern abzuspielen begann; günstig war, daß die Gefahr, die beiden Werkstoffe miteinander zu verwechseln, infolge der einfachen, von jedem Arbeiter auszuführenden Bruchprobe sehr gering war, daß der Unterschied der Festigkeitseigenschaften der beiden Baustoffe nicht groß genug war, um zu bedenklichen Folgen zu führen, daß der Flußstahl größere Abmessungen der Walzerzeugnisse mit sich brachte, und endlich, daß der Preis des St 37 günstig war. Gerade der letztere Umstand gab die Veranlassung, daß St 37 auch im Kleingewerbe, wie Schlosserei, Schmiede usw., und in der Verfeinerungsindustrie Eingang fand und schließlich zum Einheitswerkstoff wurde. Welche Bedeutung diese Tatsache für die erzeugende und verbrauchende Industrie und für den Handel besitzt, kann unerläutert bleiben.

Wie liegen die Verhältnisse nun heute? Die Bestrebungen der Hüttenindustrie, hochwertigen Stahl für Bauzwecke zu erzeugen, haben nie geruht; sie bescherten uns vor dem Kriege den St 42, der in der Hauptsache im Schiffbau Eingang fand und im Brückenbau zu einem größeren Versuch Anlaß gab, und ferner den Nickelstahl, dessen Anwendung infolge seines hohen Preises zu keinem Erfolg führen konnte. Die Folgen des Krieges drängen mit aller Macht nach Ersparnissen auch im Stahlbau; die Anstrengungen, hochwertige Baustähle zu erzeugen, haben mit voller Kraft eingesetzt und uns innerhalb weniger Jahre den St 48, den Si-Stahl, den Union-Baustahl I und II, den Krupp-Stahl und einen hochwertigen Baustahl der Gutehoffnungshütte bescheert.

Dieser Erfolg unserer Hüttenindustrie verdient ohne Frage die höchste Anerkennung, und doch muß mehr System in die Entwicklung gebracht werden, wenn der Weg nicht in die Irre führen und der Nutzen aller Anstrengungen verloren gehen soll. Die jetzige Entwicklung birgt wirtschaftliche und technische Gefahren in sich; sie kann weder den Erzeuger, noch den Händler, noch den Verarbeiter, noch den Verbraucher befriedigen.

Der anfängliche Widerstand der Hütten- und Walzwerkindustrie gegen die Einführung der hochwertigen Baustähle, der heute aus Gründen des Wettbewerbes ruht, ist durchaus begreiflich, wenn man die Erschwernisse, die der Betriebsführung aus der gleichzeitigen Herstellung verschiedenartiger Stähle erwächst, bedenkt und dabei berücksichtigt, daß es sich bei den Erzeugnissen dieser Industrien um Mengenwaren handelt. Die Herstellung der Blöcke von Stählen mit verschiedenen Festigkeitseigenschaften ist noch die einfachste Arbeit; auch lassen sich die Blöcke einwandfrei kennzeichnen, um Verwechslungen zu vermeiden. Die Schwierigkeiten beginnen im Walzwerk, wenn es gilt, beim Walzen und nach dem Walzen die verschiedenen Stahlsorten getrennt zu halten. Nur selten wird der Fall eintreten, daß genügend Bestellungen in einer hochwertigen Stahlart vorliegen, um eine volle Walzung eines Profiles vornehmen zu können. In der Regel wird man den hochwertigen Stahl in einer Walzung zusammen mit St 37 verarbeiten müssen. Welche Aufmerksamkeit und Sorgfalt notwendig ist, die Trennung der beiden Stähle beim Walzen, Richten, Lagern, Abnehmen und Verladen sicher durchzuführen, ist jedem Kenner des Walzwerkbetriebes offensichtlich. Zudem ist es undurchführbar, die Sonderstähle mit unzerstörbaren Zeichen, wie eingewalzte Riefen, Wellenlinien und dergl. zu versehen; die heute übliche Kennzeichnung durch Farbe kann im Verlaufe der vielen Arbeitsvorgänge verwischt werden. Erschwerend ist dabei der Umstand, daß die getrennte Verarbeitung und Lagerung großen Platzbedarf verlangt. Das Problem

[1]) „Die Bautechnik“ 1929, Heft 7.
[2]) „Die Bautechnik“ 1926, Heft 47 u. 48.
[3]) Le Génie Civil, Jahrgang 1929, Heft 5.

wird um so schwieriger, je mehr die Zahl der gleichzeitig in der Herstellung begriffenen Stahlsorten wächst. Diese Verhältnisse sind der Anlaß, daß die Walzwerke schon bei St 48 einen recht erheblichen Überpreis beanspruchen.

Für den Handel haben die hochwertigen Stähle bis jetzt keine Rolle gespielt; die neuen Stähle sind in der Regel von den Walzwerken unmittelbar den Konstruktionswerkstätten zugegangen. Trotzdem wird hervorgehoben, daß der Handel nicht gleichzeitig St 37 und hochwertige Baustähle auf Lager halten kann. Die Vergrößerung der Lagerplätze, die in diesem Falle unumgänglich ist, und der größere Kapitalbedarf müssen notwendig zur Erhöhung der Lagerkosten führen. Auch wächst die Gefahr der Verwechslung der verschiedenen Stähle, wenn die Kennzeichnung bei längerem Lagern verschwindet.

Für die Konstruktionswerkstätten sind die Schwierigkeiten bei der Verarbeitung der hochwertigen Baustähle nicht minder klein als bei den Erzeugern. Welche Mühe bietet die Beschaffung der Werkstoffe schon bei St 37, wenn die Abnahme vorgeschrieben wird; sie wächst in ganz außerordentlichem Maße bei hochwertigem Baustahl, dessen Vorteile nur ausgenutzt werden können, wenn die Querschnitte der Bauglieder voll beansprucht werden. Diese Forderung zwingt zur Verwendung der verschiedenartigsten Profilquerschnitte, von denen einzelne nur in geringen Mengen benötigt werden. So enthält eine Fachwerkstraßenbrücke von 66 t Gewicht außer Blechen und Breiteisen, deren Beschaffung am leichtesten ist, 17 Arten Stabeisen und 9 Arten Formeisen; die Kleinstmenge beim ersteren beträgt 6 kg, beim letzteren 1120 kg. Eine zweigleisige Fachwerkbrücke von 461 t Gewicht weist 49 verschiedene Stabeisenprofile und 9 verschiedene Formeisen mit Kleinstmengen von 3 kg bezw. 1570 kg auf. In vier gleichen Blechträgerbrücken mit dem Gesamtgewicht von 123 t befanden sich 20 Arten Stabeisen und 3 Arten Formeisen; die Mindestmengen betrugen 17 kg und 228 kg. Zehn gleiche Blechträgerbrücken im Gewicht von 579 t enthielten 29 Stabeisensorten und 5 verschiedene Formeisen mit 72 kg bezw. 2125 kg Mindestmenge. Ähnliche ungünstige Verhältnisse ergeben sich auch im Hochbau.

Welche Mühe es unter diesen Umständen bereitet, den Werkstoff rechtzeitig zu beschaffen, braucht nicht im einzelnen geschildert werden, ebensowenig, in welchem Umfange bei diesen Verhältnissen die Disposition in den Werkstätten behindert und die Einhaltung der übernommenen Lieferzeiten erschwert wird.

Eine große Schwierigkeit liegt in der gleichzeitigen Bearbeitung von St 37 und hochwertigen Stählen; es erfordert viel Arbeit und Sorgfalt und eine große Gewissenhaftigkeit vom Betriebleiter bis zum Transportarbeiter herab, wenn Verwechslungen der verschiedenen Stahlarten vermieden werden sollen. Schon die getrennte Lagerung führt zu erhöhtem Aufwand und bei Platzmangel zu Unzuträglichkeiten. Sind die Unterschiede in den Festigkeitseigenschaften groß, so erlaubt der Kugelschlaghammer im Laufe der Bearbeitung die Möglichkeit einer Nachprüfung, die dem Betriebsleiter die Gewähr gibt, daß keine Verwechslung vorgekommen ist. Bei Grenzfällen muß diese einfache Probe versagen; es muß zur Vornahme von Zerreißproben geschritten werden. Häufig genug wird die Möglichkeit der Probeentnahme fehlen, weil der betreffende Stab durch die Probeentnahme unbrauchbar wird; die Beschaffung von Ersatz wird notwendig. Sollte die Streckgrenze von dauernder Bedeutung für die zulässige Beanspruchung der Baustähle werden, so gestalten sich die Verhältnisse noch ungünstiger, da dann nur der Zerreißversuch für die Nachprüfung in Frage kommt.

Die Bearbeitung der hochwertigen Stähle durch Hobeln, Bohren, Fräsen usw. ist etwas teurer als bei St 37; dazutreten noch die weiteren Kosten, die sich aus den oben geschilderten allgemeinen Schwierigkeiten ergeben. Ein Teil der Ersparnisse aus der Verwendung der hochwertigen Stähle geht heute bei der Werkstattbearbeitung verloren; er läßt sich wieder einholen, wenn die Vielgestaltigkeit der Stahlsorten verschwindet.

Auch für die Verbraucher ist die Verwendung der hochwertigen Baustähle nicht frei von Bedenken und Nachteilen. Welche Folgen Verwechslungen von hochwertigem Baustahl mit St 37 für die Standsicherheit eines Bauwerkes bedeuten, liegt auf der Hand. Die Gefahr wird um so größer, je höher die Festigkeit des hochwertigen Stahles über der Festigkeit des St 37 liegt. Schon ein Vertauschen bei einem einzigen Knotenblech kann zu den bedenklichsten Erscheinungen führen. Ein weiterer erheblicher Nachteil für den Verbraucher liegt in den hohen Überpreisen der hochwertigen Stähle, die die Hütten- und Walzwerkindustrie bei der heutigen Arbeitsweise verlangt; sie betragen 20 bis 70 R.-M./t. Die Vorteile des hochwertigen Stahles werden bei diesen hohen Überpreisen zum großen Teil aufgezehrt. Besonders zu bedauern ist, daß der Hochbau keinen Nutzen aus den hochwertigen Stählen ziehen kann; die kurzen Lieferzeiten, die gerade auf diesem Gebiete des Bauwesens verlangt werden, machen die rechtzeitige Beschaffung der benötigten Formeisen usw. nicht einmal in St 48 und noch viel weniger in den anderen hochwertigen Stählen möglich. Der Stahlverbrauch im Hochbau ist aber wesentlich höher als im Brückenbau.

Der jetzige Zustand ist für das Auslandgeschäft keineswegs fördernd; dem Käufer wird, wenn er nicht sehr sachverständig ist, bei der Vielheit der hochwertigen Stähle die Wahl erschwert. Das Gefühl der Unsicherheit muß bei ihm aufkommen.

Der bisherige Verlauf der Dinge hat den freien, nicht an große Konzerne angegliederten Brückenbauanstalten noch keinen Grund zu Besorgnissen gegeben; es muß aber erwähnt werden, daß monopolartige Erscheinungen ihnen den Wettbewerb bei der Lieferung von Bauwerken aus hochwertigem Stahl erschweren können, dies um so mehr, als Breiteisen nur von wenigen Walzwerken hergestellt werden.

Hält man sich die geschilderten Verhältnisse vor Augen, so muß man zu der Überzeugung kommen, daß der Ehrgeiz, den jede Hütte darin setzt, ihren eigenen hochwertigen Stahl zu erzeugen, auf einen falschen Weg führt, und daß dem jetzt herrschenden Zustande, der einer Art Anarchie zusteuert, ein Ende gemacht werden muß. Man geht gewiß nicht fehl, wenn man annimmt, daß noch weitere hochwertige Stähle in der nächsten Zeit auftauchen werden; dadurch wird der Wirrwarr noch schlimmer. Schon heute besitzt die Reichsbahn Brücken aus St 37, St 48 und Si-Stahl (St Si). Es liegt schon jetzt eine gewisse Schwierigkeit vor, wenn bei Brücken, die aus den beiden letzten Stahlarten hergestellt sind, Niete ausgewechselt werden sollen. Auch darf man nicht übersehen, daß in späterer Zeit Umbauten oder Verstärkungen erforderlich werden können.

Die außerordentlichen Vorteile, die in St 37 als Einheitsstahl liegen, dürfen nicht übersehen werden; sie müssen als Vorbild dienen. Schon an anderer Stelle[4]) ist die Anregung gegeben worden, daß nur ein einziger hochwertiger Stahl an die Stelle des St 37 gesetzt werden sollte; dieser neue Stahl muß ein Einheitsstahl werden, der an die Stelle des St 37 tritt. Je eher dies geschieht, um so besser. Man soll ruhig den Nachteil auf sich nehmen, in der Übergangszeit zunächst die zulässige Inanspruchnahme des neuen Stahles nicht höher zu bemessen als beim St 37 und die Erhöhung erst vornehmen, wenn die Bestände an St 37 aufgebraucht sind. Der neue Stahl muß selbstverständlich auch für andere weiterverarbeitende Industrien und das Handwerk brauchbar sein und für diese den St 37 ersetzen können. Es empfiehlt sich, neue Profile, insbesondere bei I- und ⊏-Eisen zu schaffen, die gestatten, die wertvollen Eigenschaften des neuen Stahles richtig auszunutzen. Das Verhältnis des Trägheitsmomentes zum Einheitsgewicht ist günstiger als bei den jetzigen Normalprofilen zu gestalten, damit nicht die Rücksichtnahme auf die Durchbiegung zu einer schlechten Baustoffausnutzung führt. Man könnte die Einführung des neuen Einheitsstahles außerordentlich erleichtern, wenn die neuen Querschnitte nur in dem neuen Stahl hergestellt werden dürfen; es wäre dann möglich, sich die Vorzüge des neuen Einheitsstahles bei Bauträgern sofort zunutze zu machen. Es ist wünschenswert, die Zahl der Profile herabzusetzen, wie dies im Schiffbau und von der Reichsbahn bei der Verwendung von Si-Stahl schon geschehen ist. Der Walzenpark der Walzwerke wird durch eine solche Maßnahme verkleinert, die Beschaffung der Profile und die Lagerhaltung erleichtert. Das Gleiche gilt für Stabeisen; es ist anzustreben, nicht nur die Zahl der Profile herabzusetzen, sondern auch das Verhältnis Schenkelbreite der Winkeleisen durch Schenkeldicke zu erhöhen, und Querschnitte, wie sie in England hergestellt werden, zu schaffen, um die Wettbewerbsmöglichkeit dem Ausland gegenüber zu stärken. Die walztechnischen Schwierigkeiten werden sich hoffentlich überwinden lassen. Nur die Einführung eines Einheitsstahles kann die heutigen hohen Überpreise für hochwertigen Stahl verschwinden lassen oder doch wesentlich herabmindern und in Verbindung mit den kurz erwähnten Maßnahmen wesentliche Ersparnisse bei Herstellung der Stahlbauten bringen; nur auf diese Weise läßt sich die Hochwertigkeit des Stahles voll ausschöpfen.

Es ist ohne weiteres ersichtlich, daß das erstrebte Ziel nur erreicht werden kann, wenn man sich hinsichtlich der Festigkeitseigenschaften des neuen Stahles eine gewisse Beschränkung auferlegt und die Lehren, die sich aus den Erscheinungen bei der Einführung des St 37 ergaben, nicht vergißt. Die Festlegung des neuen Stahles wird große Schwierigkeiten bereiten; das darf in keiner Weise verkannt werden. Und doch dürfen Erzeuger, Händler, Verarbeiter und Verbraucher vor der Schwere der Aufgabe nicht zurückschrecken; sie müssen sich baldigst zu gemeinsamer Arbeit zusammenfinden und dem heutigen unerträglichen Zustande ein Ende bereiten. Der Stahlwerks-Verband, der an der Änderung der bestehenden Verhältnisse ein besonderes Interesse haben dürfte, ist hierzu besonders berufen.

---

[4]) Schellewald, Die Rationalisierung im Eisenbau, „Die Bautechnik“ 1927, Heft 38.

Vermischtes.

Bericht über die 32. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins vom 7. bis 9. März 1929 (Fortsetzung aus Heft 13).

Die Kaimauern sind aus Gußbeton mit Werksteinverblendung hergestellt. Für die Eisenbetonkonstruktionen der Hochbauten des Kesselhauses und Kraftwerkes sowie der Schalt- und Umspannwerke, ferner der Kohlenbahnen und außerdem der Rohrleitungen für Kühlwasser und Kabelkanäle wurde ebenfalls in großem Umfange das Gußverfahren angewendet. Die Bauten des ersten der beiden nebeneinanderliegenden Werke sind im Rohbau fertiggestellt, so daß sie voraussichtlich im August d. J. in Betrieb genommen werden können; die Arbeiten für das zweite Werk befinden sich noch in den Anfängen, und es wird möglich sein, hierbei die an der Baustelle bereits gewonnenen Erfahrungen zu verwerten.

Oberingenieur Dischinger, Wiesbaden-Biebrich, berichtete über die „Großmarkthalle Leipzig“ [1]). Das noch in der Ausführung begriffene Bauwerk hat eine Grundfläche von 76 · 237 m und wird durch drei nebeneinanderliegende achteckige Eisenbetonkuppeln von je 76 m Spannweite überdeckt, deren erste in Abb. 1 dargestellt ist. Die Schalenkuppeln besitzen zwischen den acht Hauptrippen nur je eine Zwischenrippe und ruhen auf einem 12 m hohen Eisenbetonunterbau (Abb. 2), der nicht mehr als acht Zwischenstützen in dem gesamten Raum der Halle erfordert. Der Vortragende gab ferner einen Einblick in die Entwicklung des Kuppelbaues sowie in die Vorzüge und weiteren Anwendungsgebiete der neuen Bauweise von Schalenkuppeln.

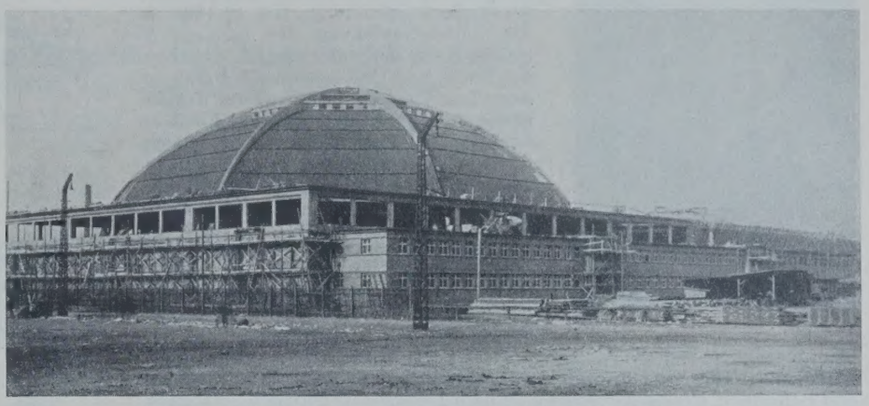


Abb. 1. Zum Vortrag Dischinger: Großmarkthalle Leipzig.

„Der Beton als Formbildner“ war das Thema des vierten, von Architekt Hanns Hopp, Königsberg, gehaltenen Vortrages. Die Bauformen des Eisenbetons stellten die Architekten vor neue Aufgaben, deren Lösung oft durch die Gewöhnung an die althergebrachte Gestaltungsweise Schwierigkeiten verursachte und einen gewissen Gegensatz zwischen Architekt und Ingenieur herbeiführte. Während man ursprünglich den Baustoff Beton durch Natursteinverblendung zu verdecken suchte, ließ die Anwendung von Vorsatzbeton meist schon die monolithische Bauweise erkennen, ohne jedoch der Eigenart des Baustoffes Rechnung zu tragen. Erst die neueste Zeit brachte eine Formgebung, die dem Zweck und der Konstruktion angepaßt ist und bei der etwaiger architektonischer Schmuck sich dem Ganzen unterordnet, also mehr eine Beigabe darstellt. An einer Reihe von Beispielen ausgeführter Eisenbetonbauwerke wie Brücken, Hallen und Kuppeln, Wassertürme, Hoch- und Wohnbauten sowie Industriezweckbauten zeigt der Vortragende, daß die Anlehnung des Architekten an die Bedürfnisse des Ingenieurs nicht minder formschöne und gefällige Bauten entstehen läßt, bei denen sogar die Eigenart des verwendeten Baustoffes deutlich hervortritt.

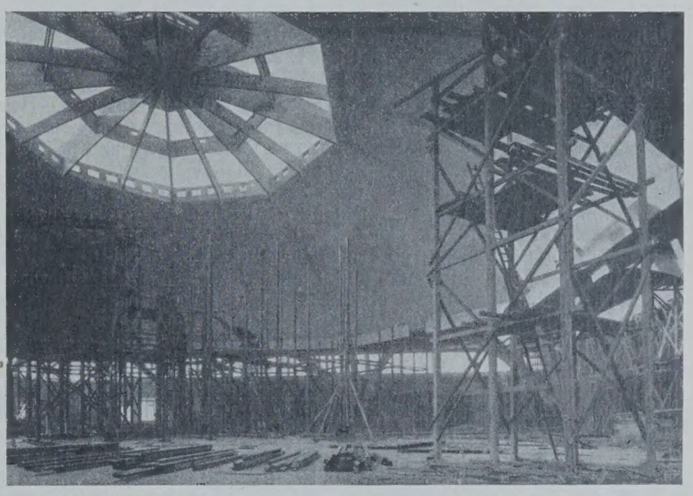


Abb. 2. Zum Vortrag Dischinger: Großmarkthalle Leipzig.

Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. Tils, Köln, behandelte als fünften Vortrag „Die Senkkastengründungen der neuen Rheinbrücken bei Düsseldorf, Köln und Duisburg“. Die großen Stützweiten und Belastungen der neuen Brücken erforderten Senkkasten von bedeutenden Abmessungen. Bei ihrer Ausbildung waren außer den Ansprüchen, die die Absenkung und das fertige Bauwerk stellte, auch die Herstellungsmöglichkeiten zu berücksichtigen. Nur in einem Falle konnte der Senkkasten am Orte des Pfeilers auf einer angeschütteten Insel ausgeführt werden, während die übrigen Senkkasten auf teilweise weit entfernt gelegenen Hellingen gebaut und auf dem Wasserwege herangeschafft und eingeschwommen werden mußten. Die auf den Beförderungsstrecken oft nur geringen Wassertiefen zwangen, die Tauchtiefen der Senkkasten möglichst zu verringern. Dies wurde durch Anwendung von Leichtbaustoffen (z. B. Bimsbeton) sowie eine Reihe besonderer konstruktiver Maßnahmen (wie Luftkammern od. dergl.) erreicht. Auch die Absenkung stellte infolge zahlreicher unvorhergesehener Schwierigkeiten große Anforderungen an die Senkkasten selbst. Dabei zeigte sich, daß der Eisenbeton auch für diese Zwecke ein ausgezeichneter Baustoff ist, wenn die Ausbildung sorgfältig und unter Beachtung der bisherigen Erfahrungen geschieht. Die Arbeitsvorgänge der Herstellung und Absenkung der Senkkasten im Druckluftverfahren werden an zahlreichen Lichtbildern erläutert. Bei dieser Gelegenheit wird mitgeteilt, daß bei den Arbeiten im Luftdruck bis 1,9 atü auf je 1000 Schichten nur rd. 0,6 Krankheitsfälle vorkommen, daß also im allgemeinen die Tätigkeit in Luftkammern bei geeigneten Personen keine schädlichen Gesundheitstörungen hervorruft.

Über die „Instandsetzung und Verlängerung des Trockendocks VI der Deutschen Werke Kiel, Aktiengesellschaft“ sprach Dipl.-Ing. Kiehne, Kiel, In dem 175 m langen Trockendock, das von 1897 bis 1903 aus Traßkalkbeton erbaut wurde, waren Undichtigkeiten an den Arbeitsfugen entstanden. Hierdurch traten Auswaschungen und Setzungen des Untergrundes auf, die wiederum neue Risse usw. hervorriefen. Da deren Ausfüllung mit Preßzement keinen dauernden Erfolg ergab, wurde innerhalb des Docks nach Entfernung des alten Betons eine neue 1 m dicke Eisenbetonsohle eingebracht, die den vollen Wasserdruck aufzunehmen hat und dem Seewasserangriff widerstehen muß. Diese Arbeiten wurden ausgeführt bei Absenkung des Grundwasserspiegels unter Anwendung neuzeitlicher Baumaschinen und Verfahren. Mit der Wiederherstellung des Docks wurde eine Verlängerung des Bauwerks um 25 m verbunden. Hierdurch sind umfangreiche Nebenarbeiten, wie Gleisumlegungen, Abbruch von Wohnhäusern, Errichtung einer neuen Umwehrungsmauer und der Bau einer Straßenbrücke erforderlich geworden. Abb. 3 stellt die Arbeit im Dock dar. (Fortsetzung folgt.)

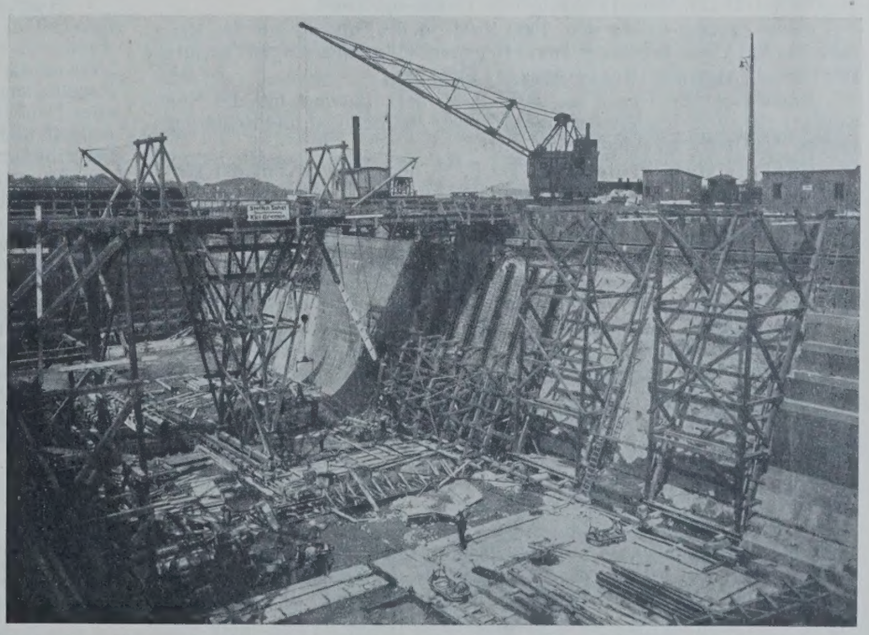


Abb. 3. Zum Vortrag Kiehne: Instandsetzung des Trockendocks VI der Deutschen Werke Kiel.

[1]) Dieser Vortrag wird demnächst in der Zeitschrift „Beton u. Eisen“ veröffentlicht.

Regierungsbaumeister Günthel †. Am 22. Dezember 1928 verschied im 58. Lebensjahre nach kurzer Krankheit an den Folgen einer Operation Regierungsbaumeister a. D. Ernst Friedrich Günthel, Bevollmächtigter der Siemens-Bauunion G. m. b. H. Komm.-Ges., Berlin. Als Regierungsbauführer trat er 1896 in die Entwurfsabteilung der Siemens & Halske A.-G. ein, die damals den Bau der Hoch- und Untergrundbahn Berlin in Angriff genommen hatte. Schon damals zeichnete er sich durch Gewandtheit in statischen Berechnungen und durch Sicherheit im Entwerfen von Bauwerken aus. Nach Ablegung der Regierungsbaumeisterprüfung trat er in die Dienste der Stadt Breslau, wo er den Bau der Werderbrücke und die Entwurfsarbeiten für die Kaiser-Wilhelm-Brücke leitete. Im Jahre 1906 trat Günthel, einem Rufe der Siemens & Halske A.-G. folgend, an die Spitze der Entwurfsabteilung der neu gegründeten Bauverwaltung für die Hamburger Hoch- und Untergrundbahn. Hier konnte sich seine natürliche Begabung im Entwerfen und Berechnen schwieriger Bauwerke nach Herzenslust entfalten; manches, was er dort geschaffen, ist vorbildlich geworden. Heute, nach 16 Jahren, haben sich noch keinerlei Mängel an den Hamburger Bahnbauten herausgestellt. Eines der interessantesten Bauwerke, die Hochbahnbrücke am Rödingsmarkt, mit gekrümmten Hauptträgerwänden ist unter Günthels Leitung im Zusammenarbeiten mit der Erbauerin, der M A N, Gustavsburg, entstanden — ein Bauwerk, wie es Deutschland nur einmal besitzt.

Nach dem Kriege, aus dem er im Sommer 1918 krank in die Heimat zurückgekehrt war, beriefen ihn Siemens & Halske wiederum, und zwar dieses Mal an die Spitze der Abteilung für Fluß-, Hafen- und Brückenbau ihrer Tochtergesellschaft, der Siemens-Bauunion G. m. b. H. Komm.-Ges. Die von dieser herausgebrachten preisgekrönten Entwürfe für Wettbewerbe sind unter Günthels Leitung entstanden; besonders zu erwähnen sind hier die ersten Preise für die Hafenerweiterungen von Trelleborg, Polangen, Kotka, Abo und Barcelona; aber auch auf den Gebieten des Brückenbaues, des Baues von Leuchttürmen und Stadterweiterungen hat Günthel oft seiner Firma den Siegerpreis errungen. Seine Lösungen zeichneten sich immer durch besondere Einfachheit und Klarheit aus.

In Günthels Wesen waren die auffallendsten Merkmale die Einfachheit und der Humor; seine Bescheidenheit verlor er auch in Augenblicken des Erfolges nicht; er nahm nie ein Verdienst für sich in Anspruch. Ehern war seine Pflichttreue, hingebungsvoll bis zum Opfermut sein Drang nach Arbeit; seinen Untergebenen wollte er nur der ältere Kollege sein; er war ihnen ein ausgezeichneter Lehrer; viel tüchtige Ingenieure und Techniker sind aus seiner Schule hervorgegangen. Im Freundeskreise war er stets einer der Fröhlichsten, und sein urwüchsiger Humor riß alle mit. Mitten aus dem Schaffen hat ihn der Tod jäh entführt. Alle, die ihm im Leben näher getreten sind, werden das Bild dieses aufrechten und trefflichen Ingenieurs nicht vergessen. Dr.-Ing. ehr. Kreß.

Preisausschreiben der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft für die neuen Rheinbrücken bei Ludwigshafen-Mannheim, Speyer und Maxau. In dem Wettbewerb für die Brücke bei Maxau hat das Preisgericht am 14./15. März 1929 folgende Preise zuerkannt:

einen ersten Preis von 7000 R.-M. dem Entwurf mit der Kennzahl 765 893 A, Verf. Louis Eilers, Hannover-Herrenhausen, mit Architekt Professor Dr. German Bestelmeyer, München;

einen zweiten Preis von 5000 R.-M. dem Entwurf mit der Kennzahl 141 593, Verf. Regierungsbaurat Berndt als Architekt und Regierungsbaurat Klein als Ingenieur, München;

einen dritten Preis von 3000 R.-M. dem Entwurf mit der Kennzahl 300 129, Verf. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, Werk Gustavsburg, Gustavsburg bei Mainz, Grün & Bilfinger A.-G., Mannheim, künstlerischer Berater Baudirektor Abel, Köln;

einen vierten Preis von 2000 R.-M. dem Entwurf mit der Kennzahl 382654, Verf. Siemens-Bauunion G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt, Dipl.-Ing. Friedrich Rottmayer, Architekt BDA, Berlin-Charlottenburg;

zum Ankauf mit 1000 R.-M. wurde empfohlen: der Entwurf mit der Kennzahl 3 010 300, Verf. B. Seibert G. m. b. H., Aschaffenburg;

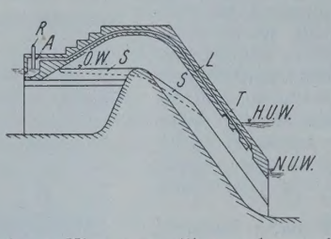
zum Ankauf mit 500 R.-M. wurden empfohlen: der Entwurf mit der Kennzahl 131 313, Verf. Ludwig Schmidt, Ingenieur, Heidelberg, Architekt Otto Ehling; der Entwurf mit der Kennzahl 443 322, Verf. Hein, Lehmann & Co. A.-G., Düsseldorf-Berlin, Professor Paul Bonatz, Stuttgart, Wayss & Freytag A.-G., Frankfurt-Stuttgart, und der Entwurf mit der Kennzahl 918763, Verf. Flender A.-G., Benrath (Rhein), Fritz August Breuhaus, Architekt BDA, Düsseldorf.

Sämtliche Entwürfe für die Brücke bei Maxau werden vom 1. April 1929 bis einschließlich 14. April 1929 und sämtliche Entwürfe für die Brücke bei Speyer vom 25. April 1929 bis einschließlich 8. Mai 1929 je von 10 bis 18 Uhr im Verkehrs- und Baumuseum, Berlin NW 40, Eingang Invalidenstraße 50, öffentlich ausgestellt.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Selbsttätiger Heber. (Kl. 84a, Nr. 462 415 vom 3. 8. 1926, von Dr.-Ing. Werner Heyn in Hamburg.) Um den Unterwasserweg der Luftblasen bei allen möglichen Unterwasserständen auf ein Kleinstmaß zu beschränken, werden im unteren Teile des Hebers zur Sammlung und Abführung der ins Unterwasser mitgerissenen Luftblasen mehrere übereinanderliegende, mit Entlüftungsrohren versehene Tauchkanten T angeordnet, und hinter jeder Tauchkante zweigt eine die Höhe des Heberscheitels übersteigende Rohrleitung L ab, deren in der Höhe verstellbare Mündung innerhalb beliebig großer Kammern A unter Wasserabschluß steht. Jede Rohrleitung L ist entweder mit einem Klappenventil versehen, oder sie mündet in eine Kammer A, die mit dem Oberwasser in Verbindung steht und in die von oben her ein beiderseits offenes Rohr bis auf den Wasserspiegel hinabragt. Die Rohre R können verstellbar sein und damit verschiedenen Höhen des Oberwassers angepaßt werden.



Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: die Reichsbahnräte Sautter, bisher bei der R. B. D. Stuttgart, zum R. B. A. Ulm, Roller, bisher beim Reichsbahn-Neubauamt Tuttlingen, zum R. B. A. Heilbronn, Scherrer, bisher beim Reichsbahn-Neubauamt Horb, zum R. B. A. Calw, Seibold, bisher beim Reichsbahn-Bauamt Freudenstadt, zum R. B. A. Crailsheim, Reichardt, bisher bei der R. B. D. Stuttgart, zum R. B. A. Sigmaringen, Kett, bisher beim Reichsbahn-Bauamt Ravensburg, zum R. B. A. Friedrichshafen, und Reinhold Wagner, bisher beim Reichsbahn-Bauamt Ludwigsburg, zur R. B. D. Stuttgart sowie die Reichsbahnamtmänner Hartmann, bisher beim R. B. A. Friedrichshafen, zum R. V. A. Stuttgart 2, und Brauns, bisher beim R. B. A. Stendal 1, zum R. B. A. Münster 1.

Überwiesen: die Reichsbahnräte Haas in Stuttgart zum R. B. A. Stuttgart 1, Ruoff in Crailsheim zum R. B. A. Crailsheim, Gollmar von der Bahnstation Ulm zum R. V. A. Ulm, Marquardt in Heilbronn zum R. B. A. Heilbronn, Löble von der R. B. D. Stuttgart zum R. B. A. Stuttgart 1, Reger von der R. B. D. Stuttgart zum R. B. A. Stuttgart 2, Rau vom Reichsbahn-Bauamt Eßlingen zum R. B. A. Eßlingen, Wezel vom Reichsbahn-Bauamt Stuttgart zum R. B. A. Stuttgart 1, Keck vom Reichsbahn-Bauamt Reutlingen zum R. B. A. Reutlingen, Schuon vom Reichsbahn-Bauamt Aalen zum R. B. A. Aalen, Daser vom Reichsbahn-Bauamt Böblingen zum R. B. A. Böblingen, Kugler in Rottweil zum R. B. A. Rottweil, und Arnoldt vom R. B. A. Berlin 6 zum R. B. A. Berlin 10, der Reichsbahnbaumeister Wittschell vom R. B. A. Berlin 10 zur R B. D. Berlin sowie die Reichsbahnamtmänner Hofmann in Ulm zum R. B. A. Ulm, Eberhard in Stuttgart zum R. B. A. Stuttgart 2, Wesle vom R. B. A. Tübingen zum R. V. A. Tübingen, und Blikle von der R. B. D. Stuttgart zum R. V. A. Stuttgart 1.

Gestorben: Reichsbahndiplomingenieur Albert Nagel bei der R. B. D. Trier.

Preußen. Der Regierungsbaurat (W.) Sahrs in Tilsit ist zum Vorstand des Wasserbauamts daselbst ernannt worden.

Versetzt sind: die Regierungsbauräte (W.) v. Zychlinski vom Wasserbauamt in Rathenow nach Kolberg zur Verwaltung des Hafenbauamts, Sarrazin vom Wasserbauamt in Osnabrück nach Schwedt a. d. Oder zur Verwaltung des Neubauamts für Brückenbauten, Schennemann vom Kanalbauamt in Peine an das Wasserbauamt in Hameln, Dr.-Ing. Freund vom Neubauamt für Brückenbauten in Schwedt a. d. Oder an das Wasserbauamt in Breslau, Straat vom Bauamt für die Regulierung der unteren Oder in Greifenhagen an das Wasserbauamt in Bingerbrück; — die Regierungsbaumeister (W.) Vogt vom Schleppamt Duisburg-Ruhrort nach Neukuhren (Hafenbauamt Pillau), Knieß vom Vorarbeitenamt in Verden a. d. Aller an das Wasserbauamt in Osnabrück.

Überwiesen: der Regierungsbaumeister (W.) Albert Zündorf unter Wiederaufnahme in den Staatsdienst der Wasserbaudirektion in Königsberg i. Pr.

Der Regierungsbaurat (W.) Wagner (beurl.) ist auf seinen Antrag aus dem Staatsdienst entlassen worden.

Gestorben: der Ober- und Geheime Baurat Karl Rasch in Wiesbaden, früher Strombaudirektor der Rheinstrombauverwaltung, die Geheimen Bauräte Richard Sckerl in Staßfurt, früher Regierungs- und Baurat bei der Regierung in Bromberg, Bernhard Fechner in Guben, früher Vorstand des Wasserbauamts in Glogau, und der Baurat Fritz Atzpodien in Hanerau i. Holst., früher Vorstand des Wasserbauamts in Hitzacker.

INHALT: Holz-Dachkonstruktionen im Bereich der Reichsbahndirektion Köln. — Ideenwettbewerb für den Bau einer neuen Rheinbrücke bei Ludwigshafen—Mannheim (Schluß). — Die Einführung hochwertigen Stahles im Bauwesen. — Vermischtes: Bericht über die 32. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins (Fortsetzung). — Regierungsbaumeister Günthel †. — Preisausschreiben der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft für die neuen Rheinbrücken bei Ludwigshafen-Mannheim, Speyer und Maxau. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

7. Jahrgang | BERLIN, 5. April 1929 | Heft 15

Alle Rechte vorbehalten.

Über englische Handels- und Fischereihäfen.[1])

Von Baudirektor **Bunnies** und Baurat Dr.-Ing. **Bolle,** Hamburg.

Bekannte, mit dem Weltkriege im Zusammenhang stehende Gründe haben es mit sich gebracht, daß in der deutschen bautechnischen Literatur neuere Veröffentlichungen über englische Häfen nur spärlich, und wenn, dann meist in unzureichendem Umfange, zu finden sind. Dieser Umstand ließ es den Verfassern gerechtfertigt erscheinen, gelegentliche persönliche Eindrücke hafenbautechnischer und -betrieblicher Art, die teils durch Literaturstudium, teils durch von den betreffenden Hafenverwaltungen zur Verfügung gestelltes Material — wofür auch an dieser Stelle nochmals gedankt sei — ergänzt wurden, in den nachfolgenden Ausführungen wiederzugeben. Hieraus ergibt sich, daß es sich keineswegs um erschöpfende Kennzeichnungen oder Beschreibungen der Häfen handeln kann. Vielmehr hat es der besondere Zweck der Studienreisen mit sich gebracht, daß einerseits Verwaltungsfragen und anderseits der Art und Weise, wie sich der Güterumschlag an den Kais und in den Kaischuppen abspielt, besondere Beachtung geschenkt wurde, wogegen andere, für das Gedeihen eines Hafens nicht minder wichtige Gesichtspunkte in den Hintergrund treten mußten. In diesem Sinne werden die nachstehenden Beschreibungen der Handelshäfen von Southampton, London, Liverpool, Manchester, Hull und Immingham zu werten sein; besondere Abschnitte geben kurze Überblicke über die Fischereihäfen Hull und Grimsby.

Als aufschlußreiches und zusammenfassendes Quellenmaterial, dessen Studium den Lesern, die tiefer in das Wesen englischer Häfen eindringen wollen, empfohlen werden kann, seien folgende Schriften genannt: Port Facilities of Great Britain, London 1924; The Development of Harbour and Dock Engineering von Sir C. R. S. Kirkpatrick, London 1926, und The Design, Construction and Maintenance of Docks, Wharves and Piers von F. M. Du-Plat-Taylor, Ernest Beni Limited 1928. Soweit andere, allgemein zugängliche Veröffentlichungen benutzt wurden oder zur Ergänzung der Darlegungen dienen können, sind diese jeweils an den in Frage kommenden Stellen in Fußnoten angegeben.

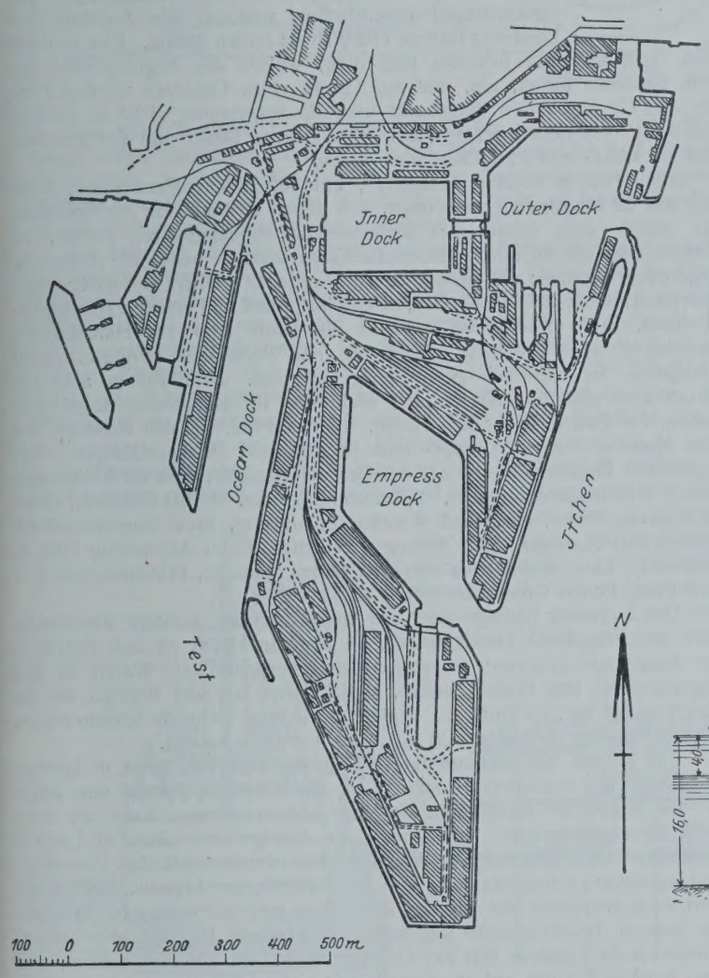


Abb. 1. Plan des Hafens von Southampton.

Southampton.[2])

Southampton ist als Hafen besonders begünstigt infolge seiner durch die Isle of Wight geschützten Zufahrten und durch seine besonderen Tideverhältnisse. Ohne hier auf die außerdem umstrittenen Ursachen für die letzteren einzugehen, sei nur als für den Betrieb des Hafens wesentlich erwähnt, daß innerhalb einer Tide zwei Flutwellen nacheinander auftreten, so daß praktisch das Hochwasser etwa drei Stunden anhält, wodurch das Ein- und Ausfahren großer Schiffe außerordentlich erleichtert wird.

Southampton ist ein Handelshafen, der von einer Eisenbahngesellschaft, der London and South-Western Railway Company betrieben wird. Diese übernahm 1892 die derzeit vorhandenen Hafenanlagen von der in finanzielle Schwierigkeiten geratenen Southampton Dock Co. und baute den Hafen weiter aus. Abb. 1 gibt einen Überblick über die wichtigsten Dock- und Kaianlagen Southamptons, die einen Dockhafen (Inner-Dock 1851), drei offene Häfen (Outer-Dock 1842, Empress-Dock 1890, Ocean-Dock 1912) und freie Uferstrecken an den Flußarmen Test und Itchen umfassen. Außerdem besitzt der Hafen sechs Trockendocks und am Test ein Schwimmdock, das Schiffe bis zu 60 000 Tonnen aufnehmen kann.[3]) Von den Docks interessiert am meisten das Ocean-Dock, das von der Cunard Line und White Star Line benutzt wird. Es hat eine Länge von 520 m und eine Breite von 120 m und kann vier der größten Liniendampfer gleichzeitig aufnehmen; die Wassertiefe beträgt 12,20 m bei Niedrigwasser.

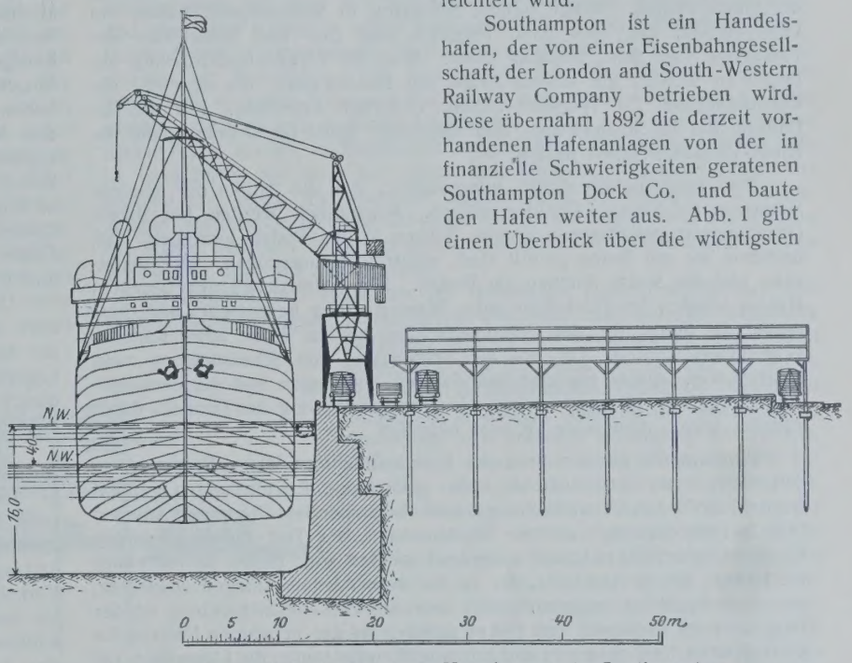


Abb. 2. Querschnitt durch einen Kaischuppen in Southampton.

Charakteristisch für den Hafenbetrieb dieses Platzes ist der Umschlag vom Seeschiff auf die Eisenbahn und umgekehrt. Im allgemeinen (vergl. Abb. 2) ist die Aufteilung der Kaiflächen so, daß sich unmittelbar am Kai die Krangleise für die Vollportalkrane und zwei Eisenbahngleise befinden. Dann folgen die Kaischuppen mit Breiten zwischen 36 und

[1]) Gemäß Vereinbarung zwischen den Schriftleitungen erscheint diese besonders interessante Abhandlung ausnahmsweise in gleicher Ausführlichkeit auch in der Zeitschrift „Werft, Reederei, Hafen".
Die Schriftleitung.

[2]) Vergl. O. Franzius: Der Verkehrswasserbau, Berlin 1927, Verlag von Julius Springer, S. 777. — The Port of Southampton von F. E. Wentworth-Sheilds. The Dock and Harbour Authority 1925, Oktober, S. 381 bis 384. — Desgl. von demselben Verfasser, Engineering 1928, S. 800 bis 802. — Erweiterung des Hafens von Southampton. Werft-Reederei-Hafen 1927, S. 318 u. 319. — Desgl. Zentralbl. d. Bauverw. 1927, S. 464.

[3]) Vergl. das 60 000-Tonnen-Schwimmdock für Southampton. Engineering 1924, Heft 3051. — Desgl. Schiffbau 1924, Heft 17.

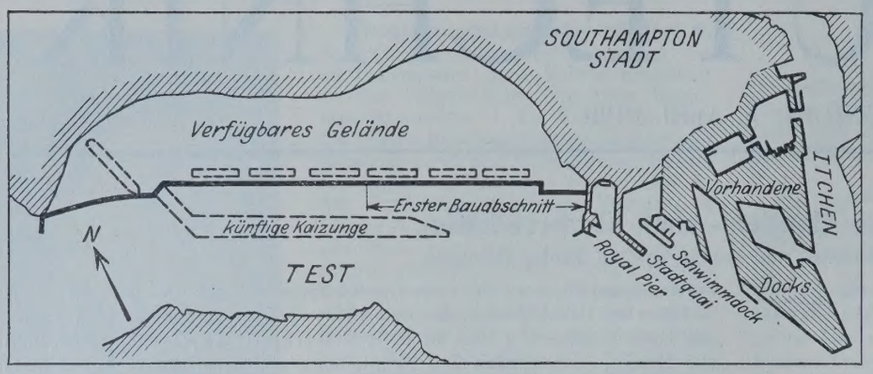


Abb. 3. Hafenerweiterung in Southampton.

50 m. In den Schuppen selbst liegt immer ein landseitiges Gleis, meist aber auch noch eins an der Wasserseite. Typisch ist, daß an der Wasserseite die Schuppenfußböden in gleicher Ebene mit den Kaikanten liegen, dann aber nach der Landseite zu bis zur Plattformhöhe der Eisenbahnwagen ansteigen. Die ansteigenden Fußböden dürften besonderen betrieblichen Erfordernissen Southamptons angepaßt sein, da sich in vielen anderen Häfen für die Abfertigung von Fuhrwerken und Eisenbahnwagen das Vorhandensein von Perrons an der Wasserseite als praktisch erwiesen hat; die Anordnung von Eisenbahngleisen in den Schuppen selbst bedeutet zweifellos eine vermeidbare Verteuerung. Bemerkenswert ist, daß ebenso wie in Hamburg die Schuppen ausschließlich zur Sortierung der Güter dienen. Einige neuere Schuppen in Southampton haben ein Obergeschoß, das aber dann lediglich dem Ein- und Ausschiffen der Passagiere und ihres Gepäcks dient. Was die Hebezeugausrüstung anlangt, so werden die älteren Krane mit Druckwasser, die neueren, die durchschnittlich 2 t Tragkraft haben, elektrisch betrieben. Für die Zuführung der Eisenbahnwagen sind zahlreiche Spills im Gebrauch, die die Klein-Verschiebearbeit leisten.

Rein bautechnisch dürfte interessieren, daß die Säulen der neueren Schuppen auf Simplex-Pfählen stehen. Bekanntlich werden bei dieser Gründungsart geschlossene eiserne Röhren in den Boden getrieben und, nachdem sie mit Beton gefüllt sind, wieder herausgezogen. Der Betonkern und die Spitze bleiben im Boden. Die Kaimauern[4]) des neuesten Hafens wurden im Trockenen unter Wasserhaltung hergestellt, und zwar mußte die Sohle für den Kaimauerschlitz bis zu 23 m unter Kaihöhe ausgehoben werden. Da, wo die Anwendung von Schutzdeichen nicht möglich war, wurden zunächst Spundwände geschlagen und die Zwischenräume durch Greifbagger freigemacht; nach Säuberung des Grundes durch Taucher wurde dann unter Wasser betoniert.

Southampton gilt als einer der fortschrittlichsten Häfen Englands, so daß es nicht verwunderlich ist, wenn großzügige Erweiterungen geplant werden, mit deren Verwirklichung bereits begonnen ist. Die neuen Anlagen (Abb 3) erstrecken sich auf der Nordwestseite des Test-Flusses, wo eine Uferfront von 2250 m Länge ausgebaut werden soll; davon ist ein erster rd. 1000 m langer Abschnitt, der an die vorhandenen Anlagen anschließt, bereits in Angriff genommen.[5]) Bei weiterer Verkehrsentwicklung ist der Bau einer im Abstande von 180 m parallel zu der genannten Uferstrecke verlaufenden 1500 m langen und 120 m breiten Kaizunge, die Liegeplätze für 20 Liniendampfer bietet, vorgesehen. Als Zufahrt zu dem neuen Kai wird eine bei Niedrigwasser 10,50 m tiefe und etwa 150 m breite Rinne ausgebaggert, die sich an die bereits nach dem Ocean-Dock gehende anschließt. Vor dem oben erwähnten bereits in Angriff genommenen Kaiabschnitt wird eine Wassertiefe von 13,7 m hergestellt werden, während die umgebende Wasserfläche zunächst auf 10,50 m Tiefe gebracht werden soll. Außerordentlich günstig für die Planungen ist, daß hinter den neuen Kaistrecken genügend Gelände zur Verfügung steht, wo, abgesehen von den erforderlichen Gleis- und Bahnhofsanlagen, Industrie- und Wohnviertel untergebracht werden können. Die vollständige Durchführung des Ausbauprogramms dürfte 15 bis 20 Jahre in Anspruch nehmen und einen Kostenaufwand von 260 Mill. R.-M. verursachen.

[4]) Ausführliche Angaben über Kaimauern vergl. The Quay Walls of Southampton von F. E. Wentworth-Sheilds. The Dock and Harbour Authority 1926, Februar, S. 122 bis 124.

[5]) Über den Bau der Kaimauer vergl. Port of Southampton Topics. The Dock and Harbour Authority 1928, September, S. 332.

[6]) Für die Beschreibung wurden in der Hauptsache benutzt: „The Port of London Yesterday and Today" von D. J. Owen, General Manager bei der Port of London Authority, London 1927. — Ferner O. Franzius, Der Verkehrswasserbau. Berlin 1927. Verlag von Julius Springer, S. 773 bis 777. — Die Erweiterung des Hafens von London. „Die Bautechnik" 1923, S. 454/455.

London.[6])

Die Hafenanlagen von London umschließen kein zusammenhängendes Hafengebiet, vielmehr sind dort die Hafenbecken (Docks) gruppenweise auf einer Strecke von 42 km in die Ufer der Themse eingebaut. Die Themse ist verschiedentlich untertunnelt, wobei bemerkenswert ist, daß man die Niveauunterschiede durch Anrampungen ausgleicht.

Vor Errichtung der „Port of London Authority" waren die Docks Eigentum von drei getrennten Dockgesellschaften, die miteinander in Wettbewerb standen. Die finanzielle Lage der Gesellschaften wurde aber, obwohl man die Gebühren fast bis zur Abschreckung der Schiffahrt hochgeschraubt hatte, allmählich so unbefriedigend, daß unbedingt notwendige Verbesserungen der Hafenanlagen unterblieben, wodurch das Ansehen des Londoner Hafens ernstlich zu leiden drohte. Ehe es dazu kam, griff aber die britische Regierung, welche die Angelegenheit als eine nationale ansah, ein, und auf Grund eines Gesetzes wurden 1908 die drei Gesellschaften aufgekauft und die sogenannte „Port of London Authority" ins Leben gerufen, auf die sämtliche Docks und der Themsefluß im Ebbe- und Flutgebiet übergingen.

Die „Port of London Authority", eine öffentliche Verwaltung, setzt sich aus 29 Mitgliedern zusammen, von denen 18 durch die Interessenten, die mittel- oder unmittelbar irgendwelche Hafengebühren zahlen, zu wählen sind und 10 durch öffentliche Körperschaften bezw. die Regierung abgeordnet werden; die genannten 28 Mitglieder wählen den ersten Vorsitzenden außerhalb ihres Kreises, so daß insgesamt 29 Personen zusammenkommen. Auf diese Weise entsteht ein Kreis aller am Hafenbetrieb Beteiligten, eine Mischung aus freien und Behörden-Vertretern, deren Befugnisse im einzelnen genau festgelegt sind. Es bestehen acht aus Mitgliedern gebildete Ausschüsse, und zwar für allgemeine Angelegenheiten, für Finanzen, für den Hafen, für den Fluß, für das Personal, für das Material, für Erhaltungs- und Rechts- und Parlamentfragen. Die eigentliche Geschäftsleitung hat der General-Manager, dem als Abteilungsleiter: Maintenance Engineer, Mechanical Engineer, Marine Engineer, Chief of Drawing Office, Dock and Warehouse Manager, River Superintendant, Commercial Manager, Staff Manager, Solicitor, Chief Accounting Officer, Controller, Land and Estates Manager, Stores Manager, Principal Examiner und Chief Police Officer unterstellt sind.

Die Authority besorgt nicht nur den Umschlag, sondern übernimmt auch alle möglichen Geschäfte, die in anderen Häfen zu den Belangen der Importeure gehören; sie sortiert und versichert die Waren in den Lagerhäusern, läßt Proben ziehen, stellt Waren aus und bereitet sie für den Verkauf vor. Gewaltig ist der zur Verfügung stehende Speicherraum, dessen Fassungsvermögen sich auf etwa 1 Mill. t beläuft.

Ein Vorteil der Behördenvertretung ist, daß die „Port of London Authority" die besondere Unterstützung der Behörden genießt und daher in der Regel zu niedrigeren Sätzen Geld aufnehmen kann als eine reine Privatgesellschaft. Wenn man die Erfolge der „Port of London Authority", die unmittelbar nach ihrer Konstitution mit der Vornahme umfangreicher Erweiterungen und Verbesserungen begann, nach den Verkehrsergebnissen des Hafens beurteilen will, so muß ihre Tätigkeit als äußerst fruchtbringend angesprochen werden. Ist doch der Jahresschiffsverkehr Londons seit der Übernahme um rd. 30% gewachsen, und man hofft in Zukunft auf ein noch beschleunigteres Tempo. Im einzelnen belief sich der ein- und ausgehende Verkehr[7]) des Hafens

im Jahre	1909	auf	38 511 000	N.R.T.
„ „	1913	„	40 082 000	„
„ „	1918	„	14 564 000	„
„ „	1920	„	32 759 000	„
„ „	1923	„	41 215 000	„
„ „	1924	„	45 393 000	„
„ „	1925	„	47 065 000	„
„ „	1926	„	49 278 000	„
„ „	1927	„	52 577 000	„

Um nun auf die Hafenanlagen selbst einzugehen (vergl. Abb. 4), so liegen, abgesehen von den Surrey-Commercial-Docks auf der Südseite, sämtliche Becken auf dem Nordufer der Themse. In der Richtung von Westen nach Osten sind nachstehende Dockanlagen zu unterscheiden: St.-Katharine-Docks, London-Docks, West-India-Dock, Millwall-Dock, East-India-Dock, Royal-Victoria-Dock, Royal-Albert-Dock und King-George-V.-Dock, und etwa 40 km unterhalb die Tilbury-Docks.

Etwas eingehender behandelt werden sollen die nach dem Kriege entstandenen und 1921 eröffneten Anlagen des King-George-V.-Dock, das parallel zum Royal-Albert-Dock angelegt und durch eine neue Schleuse von 244 m Länge, 30,5 m Breite und über 12 m Tiefe zugänglich gemacht

[7]) Nach Werbeschriften der Port of London Authority.

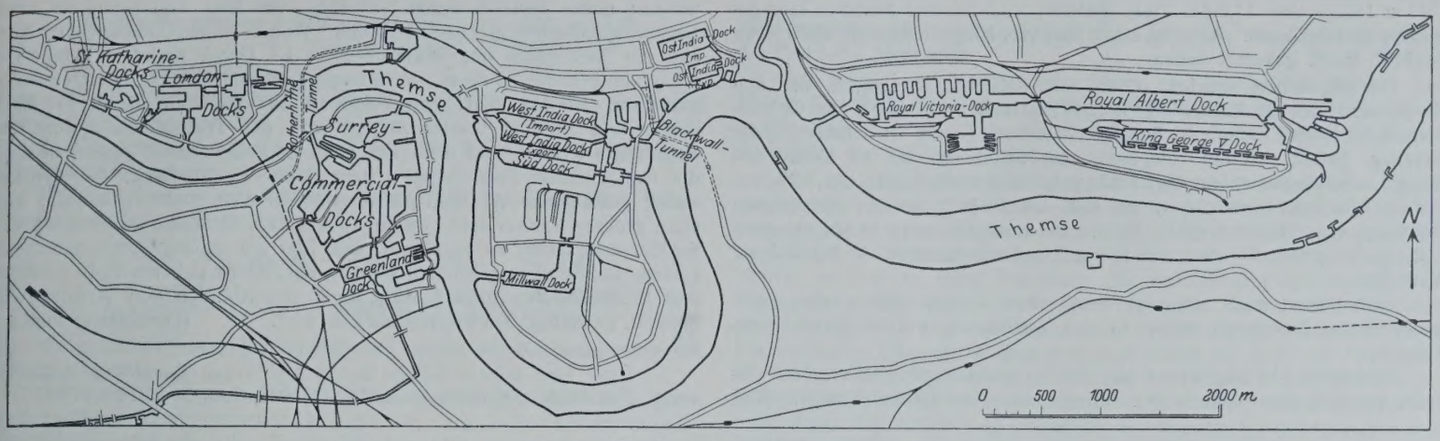


Abb. 4. Plan der Londoner Hafenanlagen.

ist. Das King-George-V.-Dock gehört ebenso wie die erwähnte Nachbaranlage seiner Grundrißanordnung nach zu den in neuerer Zeit häufiger ausgeführten langgestreckten Dockanlagen im Gegensatze zu der gabelförmigen Anordnung etwa des Royal-Victoria-Docks in London und zu der am Mersey beliebten Gruppenanordnung.

Am Nordkai des King-George-V.-Docks befinden sich drei doppelgeschossige Schuppen von je 335 m Länge, deren Querschnitt in Abb. 5 dargestellt ist. Die Zweigeschossigkeit soll Löschen und Laden an demselben Platze erleichtern, indem in das untere Stockwerk gelöscht und aus dem oberen geladen wird. Die Säulen und Tragdecken der Schuppen sind aus Eisenbeton, die Dächer aus Eisen hergestellt. Im Erdgeschoß beträgt die Schuppenbreite 36,57 m und im Obergeschoß 33,52 m. Die Anordnung der Eisenbahngleise in der 12,19 m breiten Kaistraße und an der Landseite ergibt sich aus der Abbildung; ebenso wie wir es schon in Southampton fanden, ist auch hier nur eine Rampe (3,50 m breit) an der Landseite vorhanden. Bemerkenswert ist die Kranausrüstung. Auf dem Kai laufen die zahlreich in den englischen Häfen Verwendung findenden Level-Luffing-Krane mit 3 t Hubvermögen; sie können bei voller Last einen Kreis von 18 m und bei etwas ermäßigter Last einen solchen von 20 m Halbmesser beschreiben. Die Obergeschosse sind außerdem noch mit je acht elektrischen Laufkatzenkranen von 1 t Tragfähigkeit ausgerüstet. Diese Krane laufen quer durch die Schuppen und können Güter von der Kai- und Landseite in das mit dem Erdgeschoß durch Luken verbundene Obergeschoß befördern.

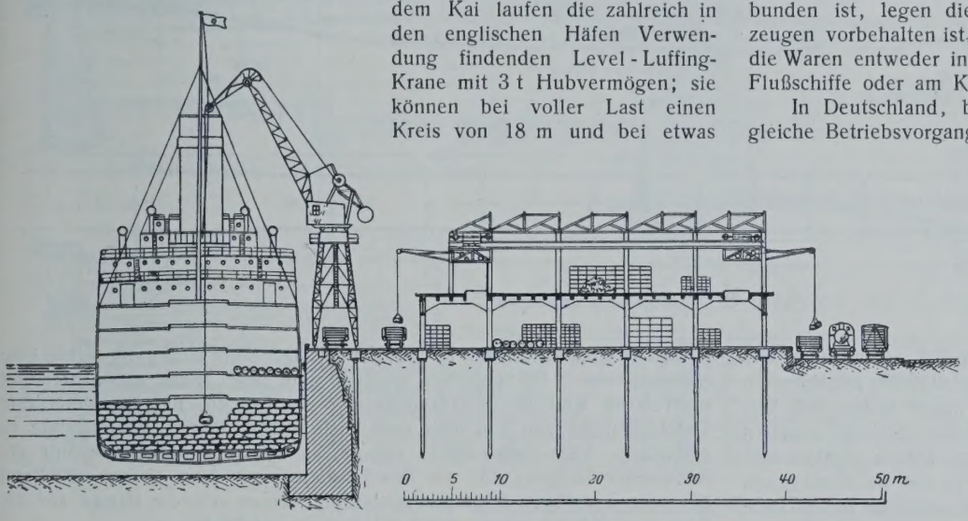


Abb. 5. Zweigeschossiger Schuppen am Nordkai des King-George-V.-Dock in London.

Die Ausbildung des Südkais weicht völlig von der des Nordkais ab; sie ist darauf zugeschnitten, daß am Südkai vorzugsweise Schiffe abgefertigt werden, die nach ihrer Entladung in ein Trockendock gehen. Infolgedessen hat man sich hier mit eingeschossigen Schuppen begnügt, und zwar sind sieben je 161 m lange und 36,57 m breite Bauwerke (Eisenfachwerk mit Wellblechdach), deren Querschnittausbildung aus Abb. 6 zu ersehen ist, vorhanden. Das Außergewöhnliche des Südkais liegt aber darin, daß zu jedem Schuppen eine gleich lange im Abstande von rd. 10 m parallel zur Kaikante laufende Ladebrücke gehört. An den Außenseiten dieser 6,7 m breiten in Eisenbeton ausgeführten Kaibrücken, deren jede in ihrer Mitte mit dem Kai durch eine hölzerne Fußgängerbrücke verbunden ist, legen die Seeschiffe an, während die Innenseite Flußfahrzeugen vorbehalten ist. Die 3-t-Krane, sechs auf jedem Pier, können nun die Waren entweder in die der unmittelbaren Weiterbeförderung dienenden Flußschiffe oder am Kai absetzen.

In Deutschland, besonders im Hamburger Hafen, würde sich der gleiche Betriebsvorgang in der Weise abspielen, daß man die Seeschiffe abbäumt. Mit diesem Verfahren ist der Vorteil verbunden, daß die Seeschiffe nur auf die Breite der gerade zu beladenden Flußschiffe abgebäumt zu werden brauchen, während die beschriebene Anordnung eine ständige Einengung des Hafens, auch dann, wenn vom Seeschiff unmittelbar auf den Kai übergeladen wird, mit sich bringt. Ferner brauchen bei unserem Verfahren die Krane weniger weit zu greifen, da an Stelle des festliegenden Abstandes zwischen Kai und Verladebrücke von 10 m nur die tatsächliche Breite des Flußfahrzeuges zu überbrücken ist. Auch müssen bei der Londoner Anordnung die am Verbindungssteg, also in der Mitte des Piers liegenden Flußschiffe so lange mit der Ausfahrt warten, bis auch die äußeren Fahrzeuge verholt sind. Was die Anlagekosten anlangt, so wird durch die Verwendung der Verladebrücken die Kaimauer infolge der Möglichkeit einer Böschung billiger; die weniger tief gegründete Kaimauer und die Verladebrücke zusammen werden aber bestimmt wesentlich teurer.

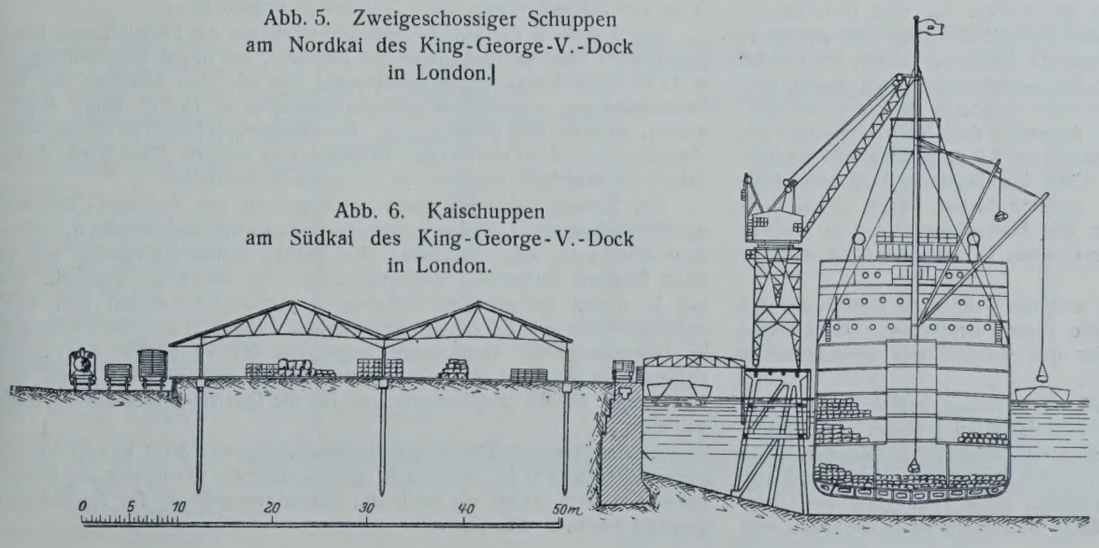


Abb. 6. Kaischuppen am Südkai des King-George-V.-Dock in London.

Bemerkenswert ist, daß das King-George-V.-Dock ganz im Trockenen gebaut wurde; die Wasserhaltung scheint bei dem Trockenaushub keine Schwierigkeiten gemacht zu haben. Die Kaimauern sind aus Beton im Mischungsverhältnis von 1 Teil Zement : 8 Teilen Kies, mit einer Verblendung von 1:4 hergestellt. Im Anschluß an das Hafenbecken wurde ein Trockendock von

244 m Länge und 11,60 m Tiefe gebaut, das in drei Stunden leer gepumpt werden kann. Alles in allem soll das King-George-V.-Dock etwa 90 Mill. R.-M. gekostet haben.

Hervorgehoben werden sollen noch als charakteristisch für den Londoner Hafen die Einrichtungen zum Entladen und Lagern von Gefrierfleisch.[8]) Dieses kommt in Rutschen aus dem Schiff, wird mittels einer Schlinge gefaßt und auf Hängeschienen, an denen die an Ketten befestigten Schlingen aufgehängt sind, von Hand fortbewegt; die Schienen haben Weichenverbindungen, so daß das Fleisch nach verschiedenen Richtungen verfahren werden kann. Es wird entweder in Spezialeisenbahnwagen geschafft oder mit Hilfe von Förderbändern in Kühlhäuser befördert.

Zum Schluß noch ein paar Worte über in den letzten Jahren vorgenommene Ausbauten sowie in der Ausführung befindliche Erweiterungen.

Besonders gut angelassen hat sich im Londoner Hafen die Holzeinfuhr, die sich wesentlich in den Surrey-Commercial-Docks abspielt. Hier müssen daher laufend durch Erstellung von Kais und Schuppen neue Lagermöglichkeiten geschaffen werden. Weiter ist ein umfangreicher Ausbau der West-India- und Millwall-Docks im Gang, nachdem bereits die Verbindungen der zu dieser Dockgruppe gehörenden Becken untereinander verbessert worden sind; von Blackwall aus wird ein neuer 179,85 m langer und 24,40 m breiter Zugang von der Themse her geschaffen. Berechtigte Klagen sind auch seit längerer Zeit bekannt geworden über die mangelhaften Zufahrtstraßen zum Royal-Victoria-Dock, die den gewaltig gesteigerten An- und Abfuhr-Verkehr nicht mehr reibungslos und ohne größere Zeitverluste bewältigen konnten. Um die Abfertigung der Schiffe nicht weiter zu verzögern, muß hier ein umfangreiches Zubringersystem von Straßen geschaffen werden, das, da es sich um Erd-, Straßen- und Brückenbauten großen Stils, sogar um Abbruch von Wohnvierteln handelt, gewaltige Kosten verursachen wird. (Fortsetzung folgt.)

[8]) Über eine neuere Anlage dieser Art in den Royal-Victoria-Docks, vergl. The Dock and Harbour Authority 1926, Juli, S. 270 bis 275.

Alle Rechte vorbehalten.

Entwurf für die neue Straßenbrücke über die Elbe in Aussig.

Vortrag, gehalten auf der Internationalen Tagung für Brücken- und Hochbau, von Prof. Dr.-Ing. **Jos. Melan,** Prag.

Zur Verbindung der Stadt Aussig mit den rechtsufrigen Gemeinden diente bisher die von der österreichischen Nordwestbahn unter Hellwag 1873 erbaute Brücke, die zweigeschossig ein Eisenbahngleis und eine Straße von Schreckenstein nach Aussig führt, sich aber schon seit langem dem Verkehr nicht mehr gewachsen erweist. Es bestehen gerechtfertigte Bedenken gegen ihre weitere Benutzung für beide Verkehrswege, da diese alte Schweißeisenbrücke kaum mehr für den bloßen Eisenbahnverkehr ausreichende Sicherheit bietet.

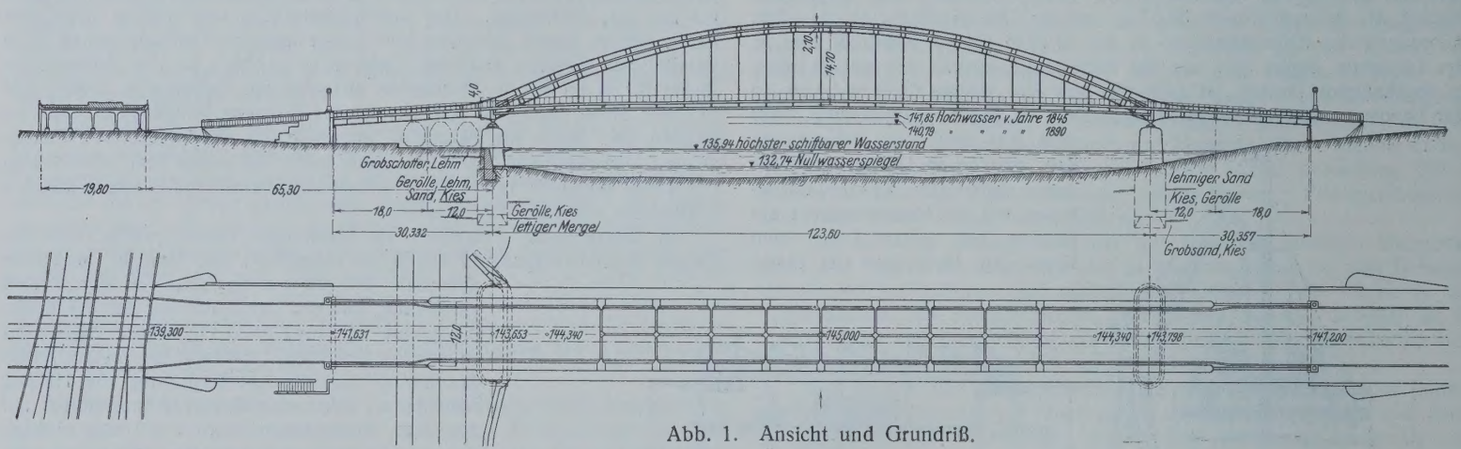


Abb. 1. Ansicht und Grundriß.

Die Stadt Aussig hat sich daher im Verein mit den umliegenden Gemeinden zu dem Bau einer neuen Straßenbrücke über die Elbe entschlossen.

Die lebhaft erörterte Frage der Lage dieser neuen Brücke soll hier nur kurz berührt werden. Die örtlichen Verkehrsverhältnisse sprachen für eine möglichst zentrale Lage zur Stadt Aussig, jedoch ergaben sich dabei nicht geringe Schwierigkeiten: einerseits durch den die Stadt gegen den Fluß absperrenden Eisenbahndamm, anderseits durch die hohe Hochwasserkote der Elbe. Eine Hochlage der Brücke, die eine Überführung der Zufahrtstraße über die Eisenbahn ermöglicht hätte, war an dieser Stelle mit Rücksicht auf den tiefliegenden Stadtteil, in den die Brücke einzumünden hatte, ausgeschlossen; die Zufahrt zur Brücke mußte hier die Bahn unterfahren und dann mit einer möglichst günstigen Rampensteigung sowohl über die am Vorkai liegenden drei Hafenbahngleise als auch weiter noch über die die Kaimauer um 5,9 m überragende höchste Hochwasserlinie gehoben werden. Eine hochliegende hochwasserfreie Zufahrt zur Brücke hätte sich nur erzielen lassen, wenn diese flußabwärts an das Stadtende am Fuße des Marienberges verlegt worden wäre, was aber wieder für die angestrebten Ortsverbindungen weniger günstig gewesen wäre.

Nachdem sich die Stadt Aussig und die beteiligten Gemeinden auf Grund genereller Vorentwürfe für die erstere Brückenlage entschieden hatten, wurde mir der Auftrag, dafür den Entwurf mit werkstattreifen Plänen auszuarbeiten.

Die Erschwernis infolge der Höhenverhältnisse machte sich schon bei der Durchfahrt unter den vier Bahnhofsgleisen geltend. Die Durchfahrt erhielt bei einer Gesamtlichtweite von rd. 16 m drei Öffnungen, die mit einer durchgehenden, aus einbetonierten Walzträgern gebildeten Platte überdeckt sind. Es war dadurch möglich, ohne Festlegung der Gleis- und Weichenlage die Konstruktionsstärke auf 80 cm zu beschränken und die für die Durchfahrt der elektrischen Straßenbahn geforderte Lichthöhe von 4 m ohne Senkung der Straße zu gewinnen.

Für die Überbrückung des Stromes war von der Schiffahrt eine Öffnung von rd. 120 m lichter Weite verlangt, wobei auf der Aussiger Seite der Pfeiler in die Flucht der Kaimauer zu stellen und flußseitig ein 1,5 m breiter Treppelweg an dem Pfeiler auf einer ausgekragten Platte vorbeizuführen war. Es ergab sich so die Anordnung einer Mittelöffnung von 123,6 m mit beiderseits anschließenden Seitenöffnungen von je 30,4 m Stützweite (Abb. 1). Auf der Aussiger Seite mußte der Straße eine Steigung von 1:15 gegeben werden, und zwar reicht diese Steigung noch 10 m weit in die Hauptöffnung der Brücke, um die geforderte Durchfahrthöhe von 7 m über dem höchsten schiffbaren Wasserstande zu gewinnen. Vom Ende dieser Rampe ist die Straßennivellette mit abnehmender Steigung bis zur Brückenmitte und dann ebenso abfallend bis zum jenseitigen Strompfeiler geführt, woran sich die Rampe auf der Seite von Schreckenstein mit 1:19 Gefälle anschließt.

Das Tragwerk der Brücke besteht aus einem die Mittelöffnung überspannenden vollwandigen Bogen mit Zugband, der in die Seitenöffnungen je 12 m lange Kragarme ausstreckt, auf die die den Anschluß an die Landwiderlager vermittelnden Koppelträger, d. s. 18,4 m lange Blechbalken, gelagert sind (Abb. 2 u. 3). Die Hauptträger liegen in einem Achsabstande von 12 m und tragen zwischen sich eine rd. 10 m breite Fahrbahn und außerhalb liegende, je 2,5 m breite Gehsteige.

Die Verkehrsbelastung wurde nach den in der Tschecho-Slowakei für Straßenbrücken I. Klasse geltenden Vorschriften angenommen, außerdem aber auch eine Belastung der beiden Straßenbahngleise mit in 10 m Abstand folgenden Straßenbahnzügen in Rechnung gezogen, die aus je einem zweiachsigen Triebwagen mit 12,5 t Achslast und zwei Anhängewagen mit 6,6 t Achslast bestehen. Diese Straßenbahnbelastung in Verbindung mit Menschengedränge von 500 kg/m² auf den freien Fahrbahnstreifen und den Gehsteigen erwies sich für alle Teile der Hauptträger als die ungünstigste und für die Querschnittbemessung maßgebende.

Als Baustoff ist ein Flußstahl mit mindestens 3000 kg/cm² Streckgrenze (Baustahl St 48) in Aussicht genommen; die Beanspruchung konnte daher um 30 % höher als nach der Brückenverordnung für Normalstahl gewählt werden. Sie wurde

für die Hauptträger der Mittelöffnung mit 1500 kg/cm²
„ „ „ „ Seitenöffnungen „ 1200 „
„ „ Fahrbahnträger . . . . . „ 1105 „

angesetzt. Bei Hinzurechnung der Winddruckkräfte wurde eine Steigerung der Beanspruchung um 20 % zugelassen.

Die Niete wurden auf Abscherung mit 1000 kg/cm², auf Lochleibungsdruck mit 2100 kg/cm² gerechnet.

Der Berechnung auf Knickung wurden die nachstehenden Knickspannungszahlen zugrunde gelegt:

für $\lambda = \frac{l}{i} =$	10 bis 60	60 bis 100	100
„ $\sigma_k =$	$3345 - 6{,}2\,\lambda$	$4323 - 22{,}5\,\lambda$	$\frac{20\,726\,000}{\lambda^2}$.

Für die geteilten Stäbe der Windstreben wurde die Knickspannung um 5 % herabgesetzt.

Die Fahrbahn erhält in der Hauptöffnung Holzstöckelpflaster, auf den beiderseitigen Rampenstrecken Kleinpflaster aus 8 cm hohen Steinen. Das Pflaster wird von einer durchgehenden, 14,5 cm starken Eisenbetonplatte getragen, die in der Hauptöffnung unter den Straßenbahngleisen zwischen die Längsträger versenkt, im übrigen Teil auf sie gelagert ist. Für die Längsträger wurden in der Hauptöffnung breitflanschige Peineträger gewählt, um die in der Zugbandachse liegenden Windstreben unter ihnen durchführen zu können (Abb. 4, 5 u. 6).

Die an die Hängestangen des Bogens angeschlossenen Querträger liegen in 5,15 m Abstand; in den fünf ersten und letzten Feldern ist dieser Abstand auf 3,86 und 4,51 m verringert. In den Kragarmen und Koppelträgern beträgt der Querträgerabstand 3 m. Die Querträgerhöhe mußte in der Hauptöffnung auf rd. 1 m beschränkt werden, um die geforderte Durchfahrthöhe von 7 m über dem höchsten schiffbaren Wasserstande einzuhalten. Bei der Querschnittbemessung wurde auf die durch der Längsträger an den Querträger I die Eintragung der Zugbandkräfte in die Fahrbahn verhindert.

Die Bogen der Hauptträger haben zur Achse eine Parabel von 15,5 m Pfeilhöhe, ihre lotrechte Querschnittshöhe ist im Scheitel 2,10 m, in den Kämpfern 4 m. Das die Kämpfer verbindende Zugband hat eine Sprengung von 0,85 m Pfeilhöhe.

Für die erste Vorberechnung wurde das Trägheitsmoment der Bogenquerschnitte mit dem Quadrate der Bogenquerschnittshöhe veränderlich langenommen und der Zugbandquerschnitt mit 0,1 m², der Bogenquerschnit im Scheitel mit 0,18 m², dessen Trägheitsmoment mit 0,12 m⁴ eingesetzt. Hierfür wurden in erster Näherung die Einflußwerte des wagerechten Schubes und der Kernpunktmomente bestimmt. Letztere wurden dabei im Abstande $^1/_3\ h$ von der Bogenachse angenommen. Daraufhin wurde die vorläufige Querschnittbemessung und damit die genauere Festlegung der Kernpunkte vorgenommen. Die danach verbesserten Einflußwerte des Schubes und der Momente lieferten die verbesserten Querschnittsgrößen, unter deren Zugrundelegung schließlich die genauere Spannungsberechnung und die endgültige Querschnittbemessung durchgeführt wurde.

Der Bogen erhielt kastenförmigen, unten offenen Querschnitt mit 20 mm starken, 900 mm voneinander abstehenden Stegblechen; letztere haben einen durchgehenden Längsstoß und sind daselbst sowie an den Rändern durch 300 mm breite Bleibleche verstärkt. Außerdem enthält der

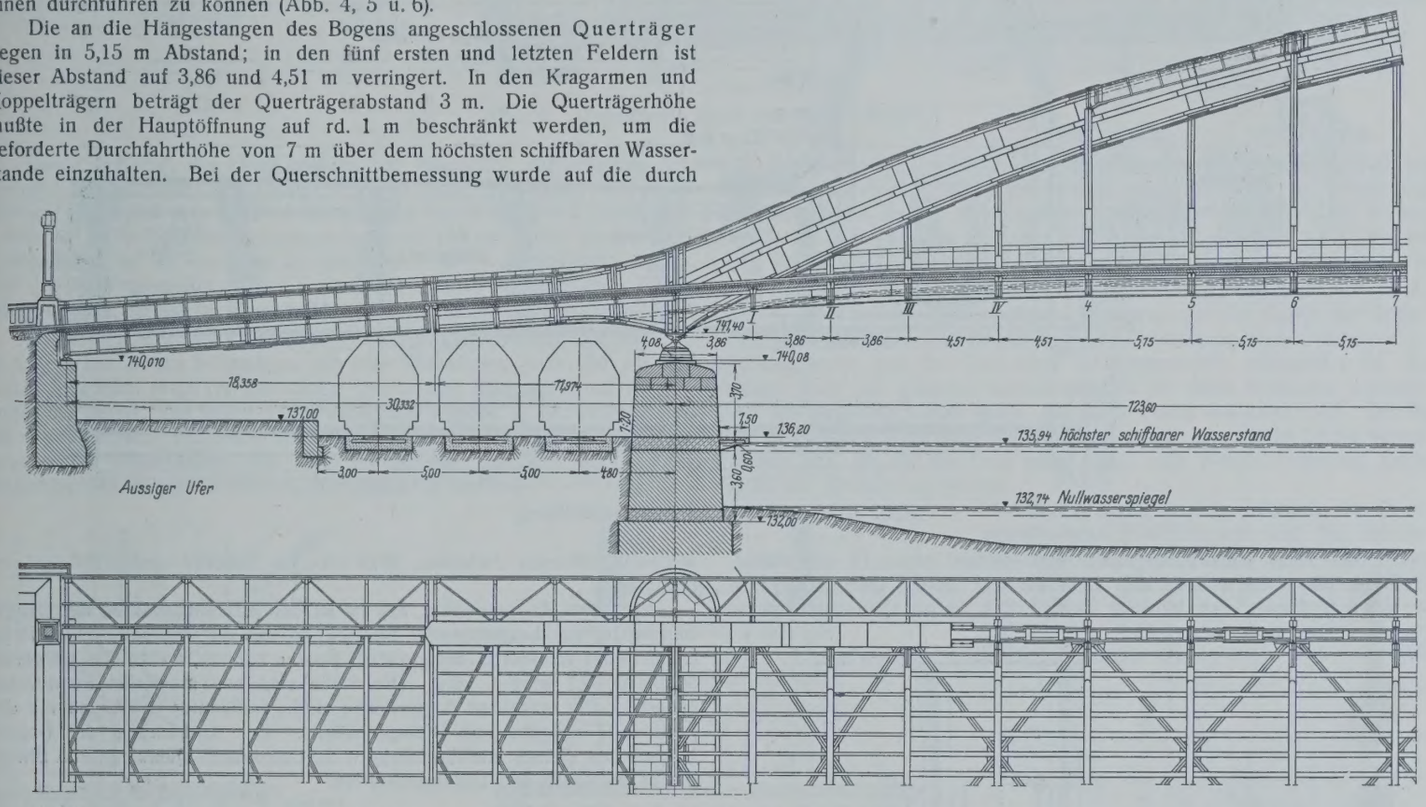


Abb. 2. Längenschnitt und Grundriß des linken Brückenendes. 1 : 350.

die Hängestangen übertragenen wagerechten Kräfte infolge des seitlichen Knickbestrebens des Bogens und des Winddruckes Rücksicht genommen.

Das Zugband geht durch Aussparungen in den Querträgern frei hindurch und ist auf diese nur aufgelagert, sonst aber ohne jede Verbindung mit der Fahrbahn. Nur die auf den Bogen treffenden Querträger 0 und I sind an ihn fest angeschlossen, es ist aber daselbst durch längsverschieblichen Anschluß

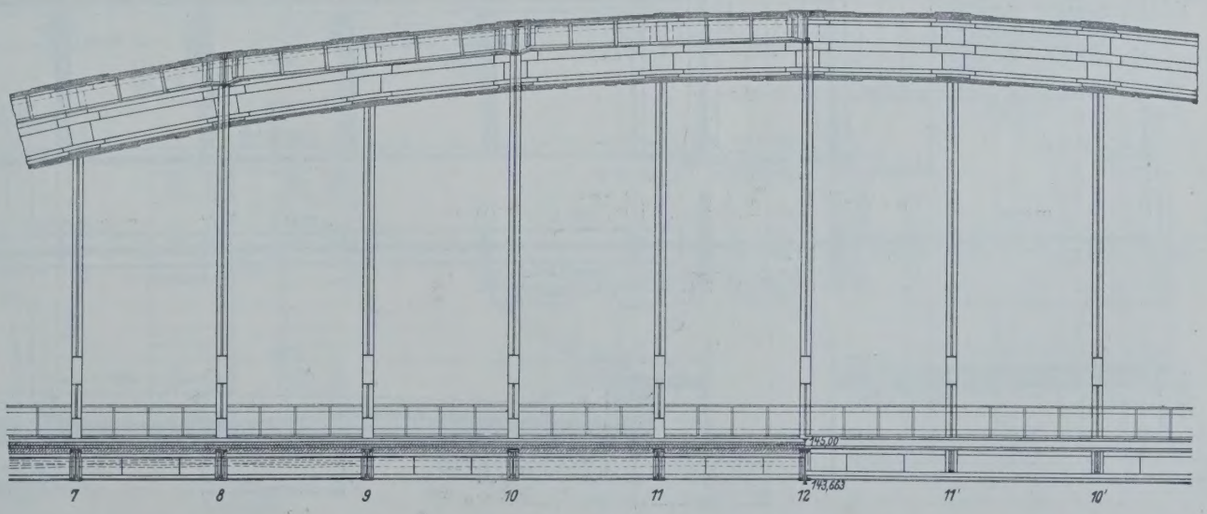


Abb. 3. Längenschnitt in Brückenmitte. 1 : 250.

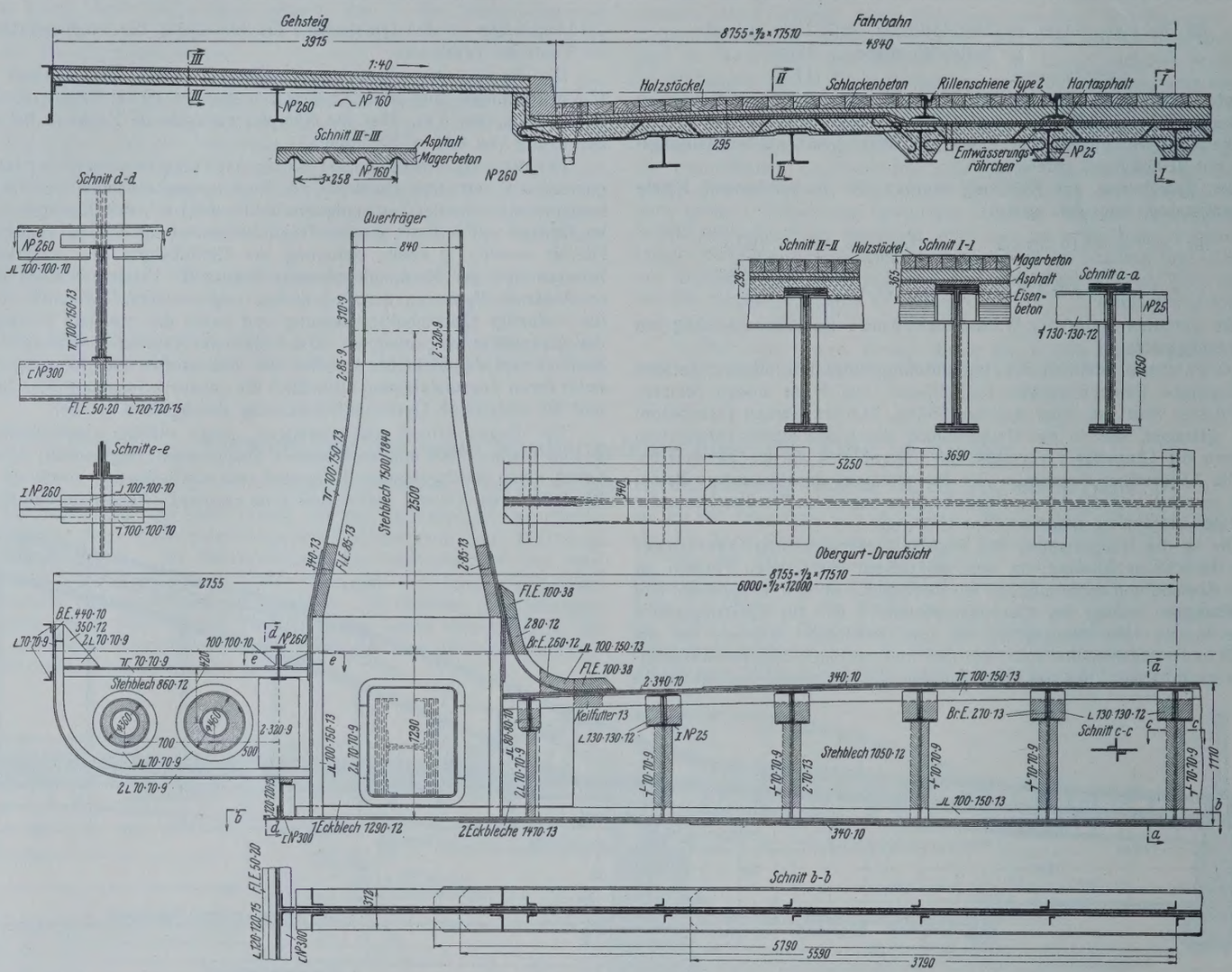


Abb. 4. Querschnitt in der Hauptöffnung.

Querschnitt sechs Winkeleisenpaare, zwei bis drei obere 12 mm starke, 1250 mm breite Gurtplatten und zwei bis vier untere Gurtplattenpaare von 15 mm Stärke und 350 mm Breite. Die Brutto-Querschnittsfläche wechselt hiernach zwischen 2619 cm² im Scheitel und 3297 cm² im Kämpfer.

An jedem Knotenpunkte, das ist an den Anschlußpunkten der Hängestangen ist ein durchgehender Baustoß, so daß die Bogenstücke auf Feldlänge in der Werkstätte fertiggestellt werden können, wobei das schwerste Stück rd. 12 t wiegen wird. Die Stöße sind alle möglichst unmittelbar gedeckt. Die einzelnen Bogenstücke sind geradkantig mit Ausnahme der geschweift ausgebildeten Kämpferstücke. Zur Aussteifung des Bogenquerschnitts dienen mit Mannlöchern durchbrochene Querstege und Bindebleche zwischen den Untergurthälften.

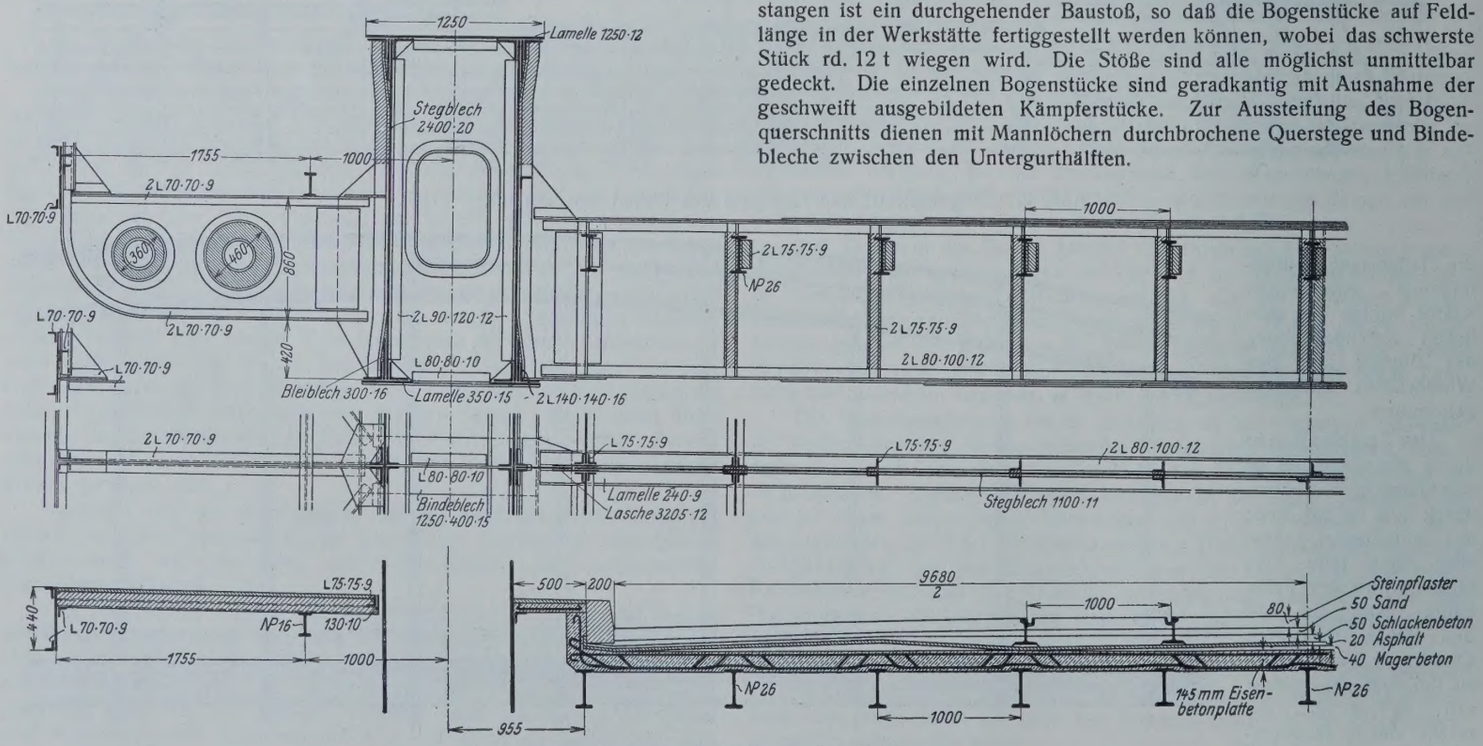


Abb. 5. Querschnitt durch den Kragarm.

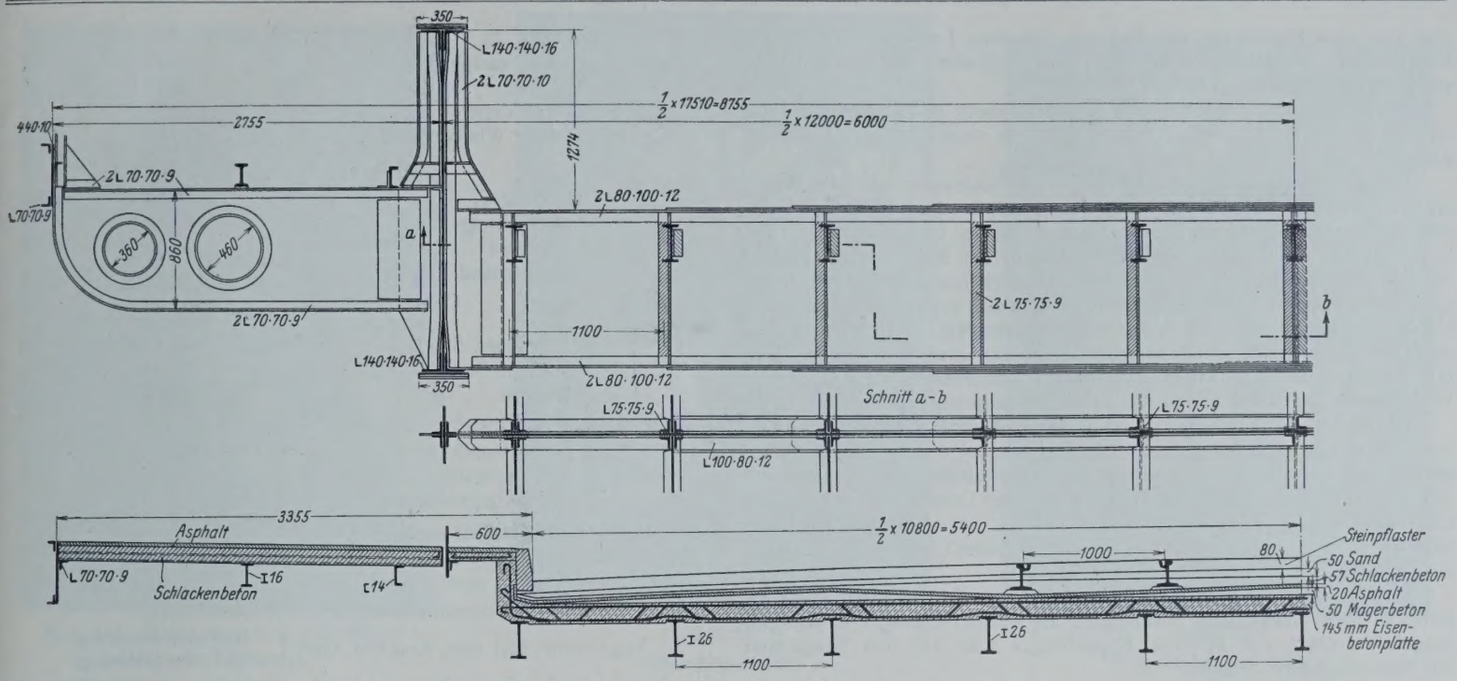


Abb. 6. Querschnitt durch den Koppelträger.

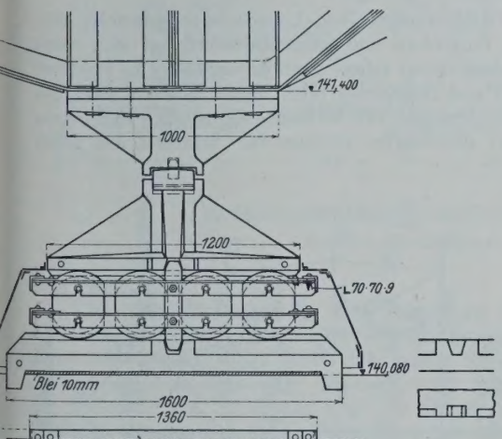
Das Zugband, das einen größten Zug von 1726 t aufzunehmen hat, besteht entsprechend dem doppelstegigen Bogenquerschnitt aus zwei Hälften, von denen jede aus fünf Blechen und vier Winkeleisen zusammengesetzt ist. Der gesamte Nutzquerschnitt ist 1188 cm². Die beiden Zugbandhälften, die im Anschluß an den Bogen 90 cm Achsabstand haben, sind in der Trägermitte, um die Durchbrechungen der mittleren hohen Hängestangen schmäler halten zu können, auf 40 cm zusammengezogen.

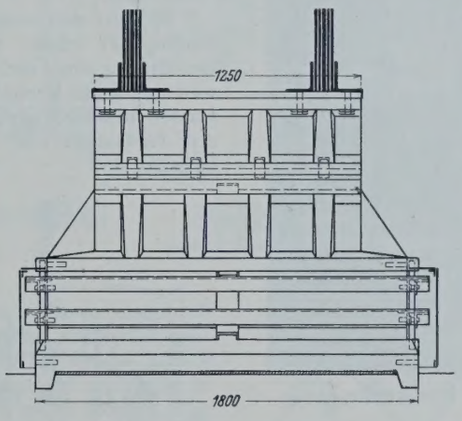
Die Hängestangen, deren jede eine größte lotrechte Last von 76 t zu tragen hat, haben I-förmigen, aus vier Winkeleisen (100·150·15) und einem Stegblech (840·12) gebildeten Querschnitt. Der Anschluß an den Bogen ist derart, daß durch Verformung des Bogens in der Bogenebene nur unwesentliche Momente übertragen werden. Dagegen mußten die wagerechten Seitenkräfte, die vom Winddrucke und aus dem Knickbestreben des Bogens herrühren, berücksichtigt werden.

Bezüglich des Knickbestrebens verlangt eine bekannte, in Deutschland und auch nach den tschechoslowakischen Vorschriften in Anwendung stehende Regel, daß in den Knotenpunkten des Druckgurtes einer offenen Brücke eine wagerechte Seitenkraft in Rechnung gebracht wird, die mit $^1/_{100}$ der daselbst wirkenden größten wagerechten Gurtkraft anzunehmen ist.

Es entspricht dies der Annahme, daß der Gurt Gelenkknoten hat, die um $^1/_{200}$ der Knotenweite seitlich ausknicken. Auf die Größe der Seitensteifigkeit des Gurtes ist dabei keine Rücksicht genommen, vielmehr nur vorausgesetzt, daß der Gurt bloß auf Knotenweite knicksicher ist. Bei einem Gurt von größerer Seitensteifigkeit ist diese Annahme jedenfalls viel zu ungünstig; man sollte sie daher dahin abändern, daß man die der Ausbiegung widerstehende Kraft $^1/_{100}\,H$ auf eine solche Länge verteilt wirken läßt, für die der Gurt selbst noch eine n-fache Sicherheit gegen seitliches Ausknicken besitzt.

Unser Bogen hat im Scheitel eine Querschnittsfläche $F = 2563$ cm² und für die lotrechte Schwerachse den Trägheitshalbmesser $i = 43{,}15$ cm. Die größte wagerechte Kraft ist $H = 1726$ t, die mittlere Beanspruchung somit 0,673 t/cm². Setzt man diese gleich der zulässigen Knickbeanspruchung bei vierfacher Sicherheit $s_K = {}^1/_4\left(4{,}323 - 0{,}022\,5 \cdot \frac{l}{i}\right)$, so er-





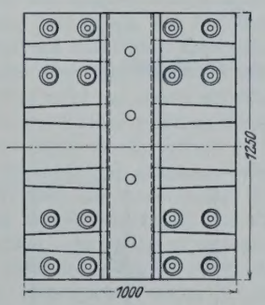
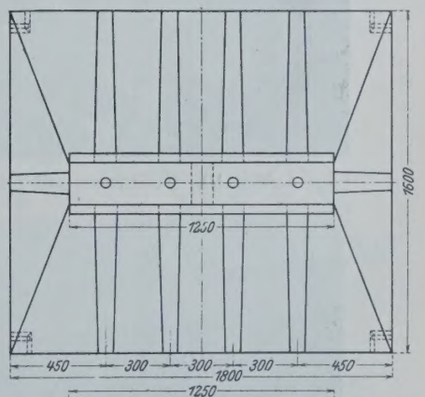
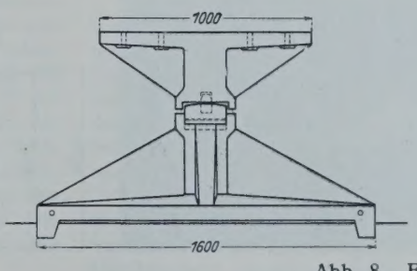


Abb. 7. Verschiebliches Auflager.





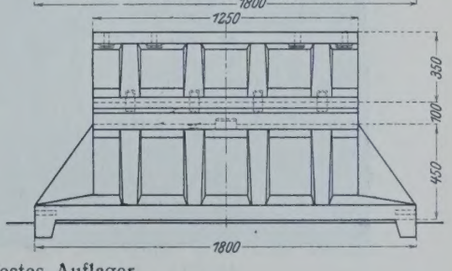


Abb. 8. Festes Auflager.

gibt sich eine Knicklänge von 31,3 m. Bei einer Feldweite von 5,15 m könnte sonach die seitliche Kraft $^1/_{100}\,H$ auf mindestens fünf Knotenpunkte verteilt angenommen werden.

Es wurde demnach nebst dem Winddrucke auf den Bogen mit einer wagerechten Kraft $^1/_{500}\,H = 3{,}452$ t am Kopfe einer jeden Hängestange gerechnet.

Der Querverband besteht aus oberen Querriegeln, die die Bogen an jeder zweiten Hängestange verbinden, und aus einer unter der Fahrbahn gelegenen Windverstrebung. Letztere ist in den Kragarmen und Koppelträgern als K-Fachwerk ausgebildet, in der Mittelöffnung besteht sie aus gekreuzten Streben, die nur an die Zugbänder, nicht aber an die Querträger angeschlossen sind. Diese stützen sich gegen die Windknotenbleche, wobei die von den Windstreben gekreuzten Querträger im Steg zur Durchführung des Knotenbleches geschlitzt sind und dieses Blech mit Langlochnieten festhalten. Dadurch ist vermieden, daß durch die Windstreben Zugbandkräfte in die Fahrbahn eingetragen werden.

Die Sicherheit des Bogens gegen seitliches Ausknicken wurde nach den Formeln von Bleich untersucht. Für den Scheitel des Bogens berechnet sich danach bei vierfacher Sicherheit der erforderliche Rahmenwiderstand mit $A = 35$ tm. Vorhanden ist bei dem höchsten Querrahmen mit oberem Querriegel ein Rahmenwiderstand $A = 189$ tm, bei dem nächsten Halbrahmen ohne Querriegel $A = 55$ tm. Die Sicherheit ist somit eine mehr als vierfache.

Die Auflager der Träger sind auf dem rechtsufrigen Strompfeiler als feste, auf dem linksufrigen Strompfeiler als Rollen-Kipplager in Stahlguß ausgebildet (Abb. 7 u. 8). Die Koppelträger sind auf den Kragarmen mit Einrollenlagern gelagert.

Das Gewicht der Stahlkonstruktion beträgt:

a) Mittelöffnung und Kragarme.

Bogen mit beiden Kragarmen	947,89 t
Zugband	274,53 t
Hängestangen	83,63 t
Zu übertragen	1306,05 t
Übertrag	1306,05 t
Fahrbahnträger	339,34 t
Gehsteige	78,15 t
Obere Verstrebung	48,96 t
Unterer Windverband	46,12 t

b) Koppelträger.

Hauptträger	50,02 t
Fahrbahnträger	63,64 t
Gehsteige	21,23 t
Windverband	5,35 t
Gesamtgewicht Baustahl	1958,86 t

Zores-Eisen St 37	40,30 t
Geländer St 37	32,43 t
Stahlguß	40,02 t

Gesamtes Eigengewicht f. 1 lfd. m für eine Tragwand:

Hauptöffnung	10,90 bis 11,6 t
Kragarme	8,20 t
Koppelträger	7,57 t

Für die Einsenkungen ergab die Rechnung:

Einsenkung infolge der Eigenlast

Trägermitte 96,2 mm, Kragarm-Ende — 7,76 mm (Hebung).

Größte Einsenkung infolge der Verkehrslast

Trägermitte 41,1 mm, Kragarm-Ende { 56,8 mm (Senkung) / —50,7 mm (Hebung).

Für die beiden Strompfeiler ist Luftdruckgründung in einer Tiefe von rd. 11 m unter Null vorgesehen. Der Aussiger Pfeiler kommt dabei auf festen grauen lettigen Mergel, der Schreckensteiner Pfeiler auf Sand- und Kiesschichten, die den Mergel in großer Mächtigkeit überlagern, zu stehen. Die Fundamentbelastung beträgt abzüglich Reibung rd. 3 kg/cm².

Die Gesamtkosten der Brücke ohne die Rampen und ohne Fahrbahndecke sind zu rd. $14^1/_2$ Mill. Kč. veranschlagt.

Alle Rechte vorbehalten.

Holz-Dachkonstruktionen im Bereich der Reichsbahndirektion Köln.

Von Reichsbahn-Oberrat Dr.-Ing. **Tils**, Köln.

(Schluß aus Heft 14.)

Durch Aufnageln von Bleistreifen wurde eine gute Abdichtung am Anschluß von Rauchfang und Dunstschlot im Innern erreicht. Bei früheren Ausführungen war das Ausströmen von Rauchgasen an dieser Stoßstelle beobachtet worden. Die Dunsthaube lagert an der Austrittstelle aus der Dachhaut auf einer kräftigen Kranzschwelle. Auch hier wurde in sorgfältigster Weise mit Walzblei gedichtet.

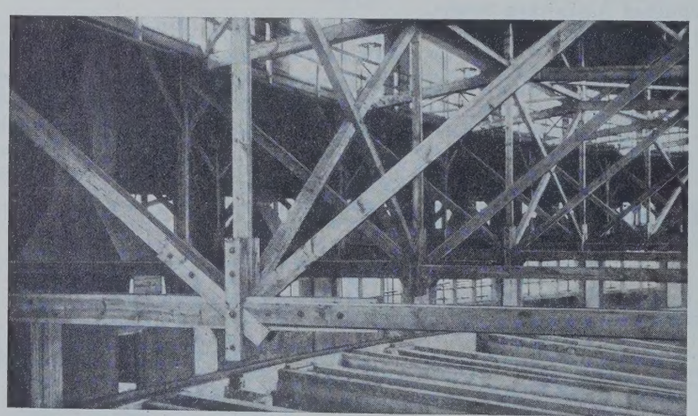


Abb. 10. Teilansicht mit Querverband in Bindermitte.

Abb. 11. Belastungsprobe durch Sandsäcke.

Die bei den ersten Ausführungen von Lokschuppen gewählte Absteifung der Schlote mit Rundeisen und Spannschlössern hat sich nicht bewährt, da schon nach Ablauf eines Jahres die Spannschlösser so verrostet waren, daß ein Verstellen und Nachziehen nicht mehr möglich war. Sie wurden deshalb, wie Abb. 9 zeigt, mit U-Eisen abgestützt, die gegen den Firstaufbau oder bei den weiter abstehenden Schloten am Dach befestigt sind.

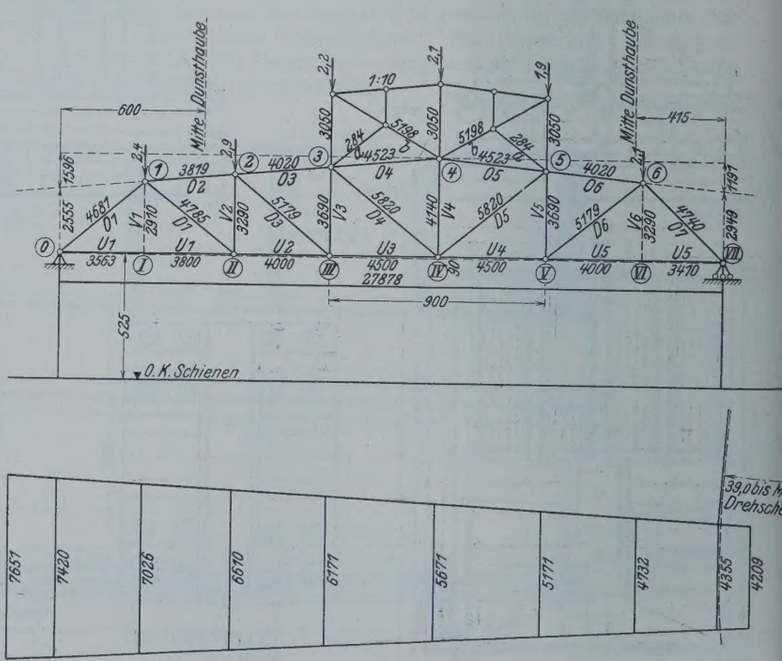


Abb. 12. Bindersystem mit Lasten für Probebelastung.

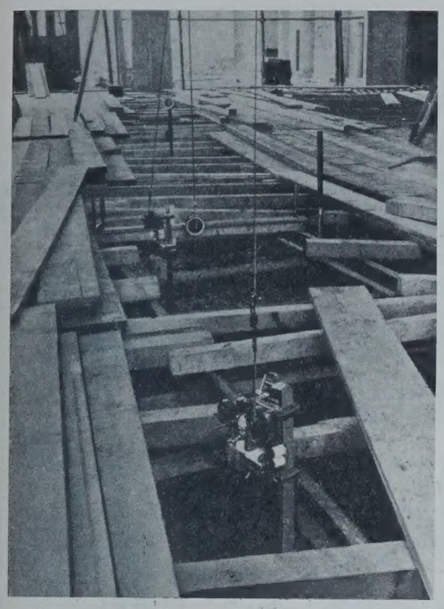


Abb. 13. Meßinstrumente am Binderuntergurt aufgehängt.

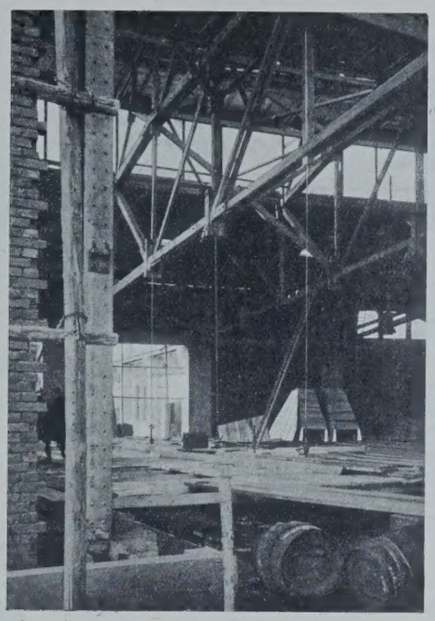
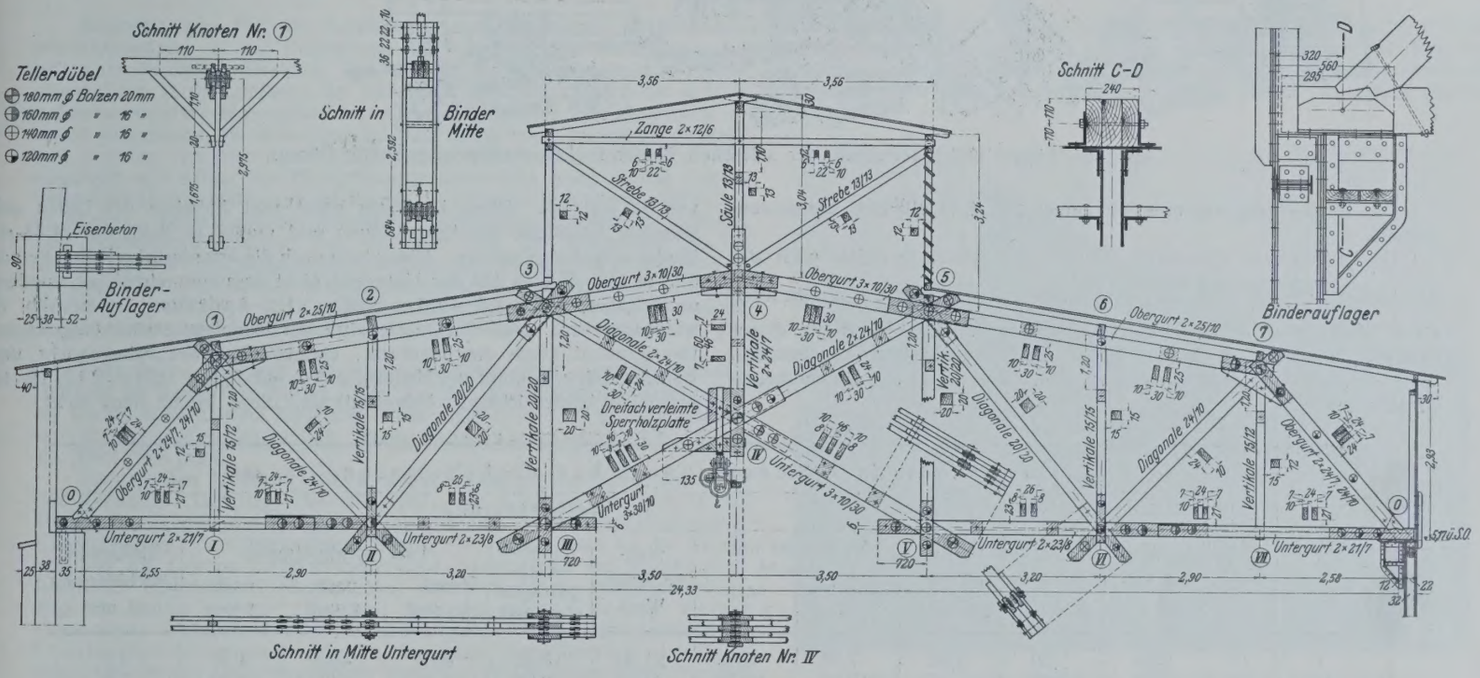


Abb. 14
Belastungsbinder.

Abb. 17.
Einsicht in den Anbau.



Über dem Rauchfang ist eine bewegliche Drosselklappe eingebaut, die ganz aus Holz hergestellt ist. Im offenen Zustande wird die Klappe durch ein Gegengewicht gegen die äußere Schalung angedrückt, so daß sie im Schlot nicht vorsteht. Mittels einer Zugschnur mit Stellkette an der Rückwand des Schuppens kann die Klappe geschlossen werden. Das Gewicht einer vollständigen Dunsthaube beträgt etwa 1 t.

Alle Rinnen am Schuppen wurden wegen der schlechten Erfahrungen mit Zinkrinnen als hölzerne Kastenrinnen mit doppeltem Boden zur Herstellung des Gefälles ausgeführt. Sie sind mit Pappe wie das Dach ausgelegt und werden an jedem Sparrenkopf mit verzinnten Hängeeisen angehängt. Die Abfallrohre bestehen ganz aus schottischen Gußrohren.

Um bei der großen Stützweite von 28 m nicht nur durch die Abnahme der aufgelegten Binder in der Werkstätte der Kölner Holzbau-Werke und der fertig aufgestellten Binder an Ort und Stelle die Gewißheit zu haben, daß Berechnung und Ausführung alle Bedingungen erfüllen, wurde ein Belastungsversuch vorgenommen. Es wurden auf einen Binder 272 mit Sand gefüllte Papiersäcke von je 50 kg aufgebracht (Abb. 11 u. 12), die der rechnerischen Vollbelastung entsprechen. Aufgebracht wurden Dachpappe, Rauchabzüge, Fenster, Schnee. Winddruck wurde nicht berücksichtigt. An den Knotenpunkten des Untergurtes waren Leunersche Fühlhebel-Apparate und Biegungszeichner angebracht (Abb. 13 u. 14). Die etwaige seitliche Ausbiegung des Binder-Untergurtes wurde durch Klopsche Biegungsmesser beobachtet.

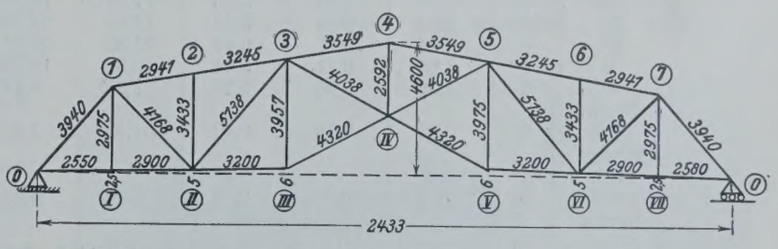


Abb. 15. Ausführungszeichnung des Lokschuppens Mödrath.

Entsprechend den „Vorläufigen Bestimmungen für die Herstellung von Holztragwerken" wurde zuerst die Vorbelastung mit $^1/_3$ der rechnungsmäßigen Last über den ganzen Binder aufgebracht. Nach $^1/_2$stündiger Lagerung wurde die Probelast entfernt und eine Stunde später die Vollast aufgebracht. Als Vergleich wurde, nachdem $^1/_3$ der Last aufgebracht war, die auftretende Durchbiegung nochmals festgestellt. Die Vollast blieb drei Stunden liegen und wurde dann zur Erzielung einseitiger Belastung auf der nach der Drehscheibe zu liegenden Seite $^1/_3$ der Auflast abgetragen, die Durchbiegung abgelesen und nach einer weiteren $^1/_2$ Stunde auch die übrige Last entfernt. Nach etwa drei Stunden, als die Apparate keine Veränderung der Durchbiegungen mehr anzeigten, wurde der Versuch abgebrochen.

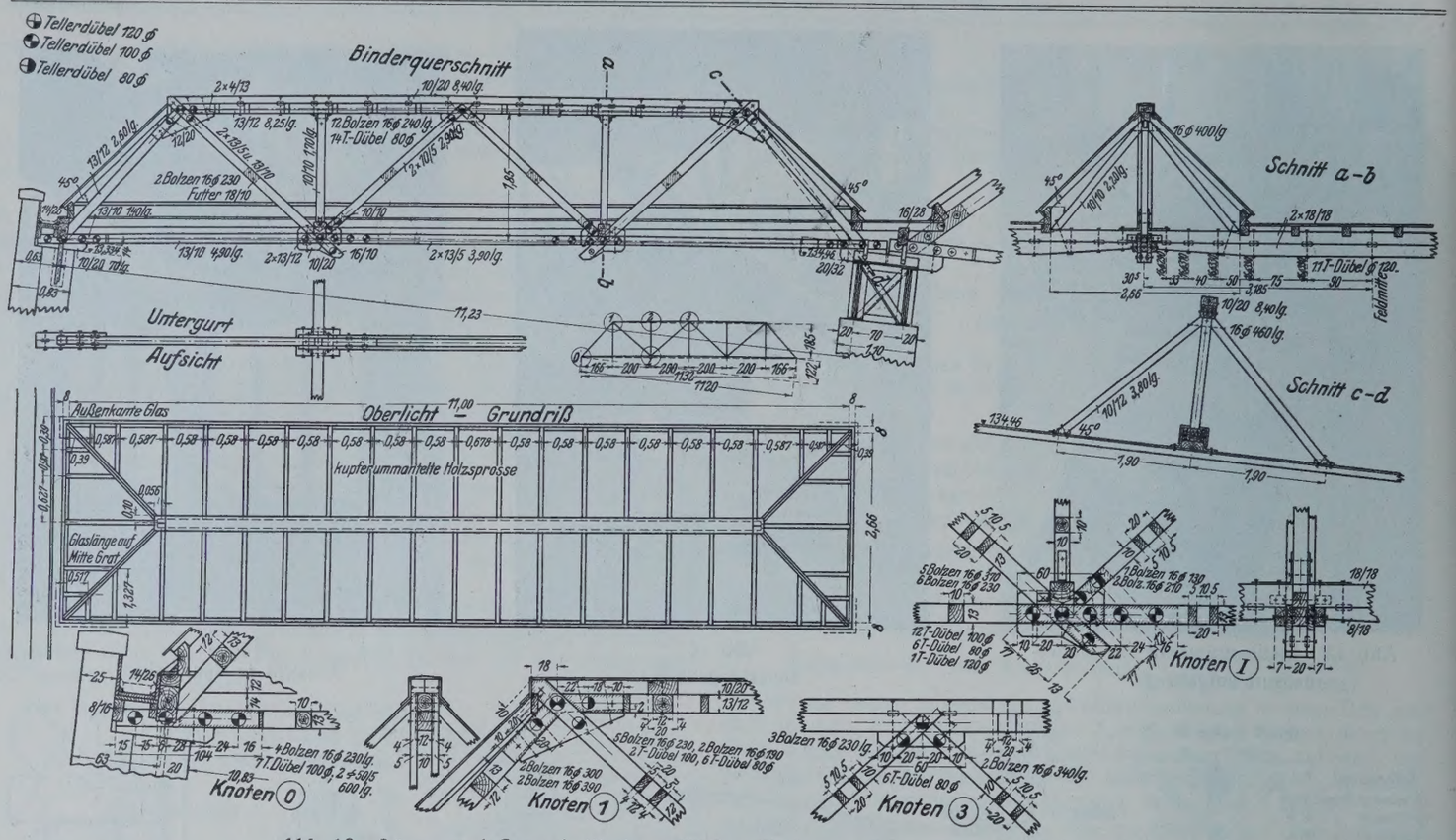


Abb. 16. Längs- und Querschnitt der seitlichen Binder in Lok-Ausbesserungshalle Düren.

Das Beobachtungsergebnis ist untenstehend tabellarisch zusammengestellt.

Die rechnerisch ermittelten Durchbiegungswerte wurden nach der Arbeitsgleichung $\delta_{ik} = \frac{\Sigma\, Si\, Sk\, s}{EP}$ mit Hilfe der w-Gewichte ermittelt. Auch diese Werte sind in der Tabelle eingetragen. Ein Vergleich dieser Durchbiegungswerte ergibt, daß die bestimmungsmäßig zugelassenen Werte bei weitem nicht erreicht wurden. Die bleibende Durchbiegung ist sehr gering.

von 3 t verlangt. Diese Laufkatze dient zum Abheben der Dome und schwerer Eisenteile der Lokomotiven und mußte in Mitte der 24,33-m-Binder aufgehängt werden. Hinzu kam noch die erforderliche Hubhöhe von 6,75 m über SO, so daß der Untergurt nicht gerade durchgeführt, sondern noch 1,65 m gesprengt werden mußte. Die Ausführung ist in Abb. 15 wiedergegeben. Nur die Querschnitte der Hauptstäbe sind eingetragen. Das Moment durch die Kranbahn, einschließlich Kranbahngewicht und Berücksichtigung eines Stoßfaktors $\varphi = 2$ mit $6{,}85 \times 0{,}31 = 2{,}124$ tm ist besonders berücksichtigt. Aufgestellt sind diese Binder noch nicht.

Meßpunkt	Vor der Belastung	Durchbiegungen des Binders bei Probebelastung in mm										
		Vorbelastung		Vollbelastung								
		1/3 Last ist aufgebracht	Last ist abgetragen	1/3 Last ist aufgebracht	Vollast ist aufgebracht nach 1/2 Std.	Vollast ist aufgebracht nach 3 Std.	rechnerischer Wert	1/3 Last ist abgetragen eins. östl.	Last ist abgetragen nach 1/2 Std.	Last ist abgetragen nach 1 Std.	Last ist abgetragen nach 3 Std.	Bleibende Durchbiegung in mm
I	0	2,68	1,50	2,80	7,98	8,58	21,30	8,52	4,36	4,15	4,15	4,2
II	0	5,16	0,95	5,36	17,97	19,79	34,50	19,38	6,16	5,78	5,79	5,8
III	0	6,32	0,84	6,93	17,52	24,58	39,30	22,19	7,40	7,11	7,16	7,2
IV	0	6,04	0,77	6,48	21,35	23,37	36,90	20,47	6,95	6,67	6,67	6,7
V	0	3,93	0,71	3,44	16,56	18,10	29,40	14,10	5,97	5,86	5,83	5,8
VI	0	1,92	0,96	2,24	7,86	8,84	19,05	7,86	4,00	3,93	3,90	3,9
Mitte südl. Binder	0	0,32	0,18	0,43	1,42	1,48	—	1,28	0,41	0,37	0,37	0,4
Mitte nördl. Binder	0	0,62	0,60	0,73	2,96	3,03	—	2,96	0,35	0,27	0,27	0,3
Dehnung des Untergurtes in mm												
bei ⌀	0	+ 0,3	+ 0,1	+ 0,2	+ 0,9	+ 1,3	—	+ 1,3	+ 0,9	+ 0,9	+ 0,9	—
bei VII	0	— 2,0	— 2,8	— 3,0	— 3,0	— 3,1	—	— 3,1	— 4,6	— 4,6	— 4,6	—
Seitliche Ausbiegung des Untergurtes in mm												
3	0	1,2	0,8	1,2	12,4	12,1	—	1,8	1,0	1,0	1,0	—
4	0	2,5	4,0	4,0	15,2	15,2	—	15,0	9,7	9,8	9,8	—

Aus dem Ergebnis der Versuchsbelastung kann geschlossen werden, daß die Holzkonstruktion alle an sie gestellten Erwartungen nicht nur erfüllt, sondern weit übertroffen hat.

Die übrigen ausgeführten Lokschuppendächer ähneln mehr oder weniger dem vorbeschriebenen. Eine besondere Binderkonstruktion zeigt jedoch die Ausführung für den Lokschuppen in Mödrath. Hier war die Anordnung einer Kranbahn mit Elektro-Laufkatze bei einer Nutzlast

Die an den Lokschuppen Düren sich anschließende Lok-Ausbesserungshalle wurde ebenfalls mit einer Holzkonstruktion überdacht. Die Fachwerkbinder haben 17,30 m Stützweite mit 2,45 m Systemhöhe in der Mitte. Wegen der Krananlage innerhalb der Lok-Ausbesserungshalle müssen die Auflager 7,70 m über SO liegen, gegenüber 5,10 m im Lokschuppen. Für eine gute Beleuchtung der Halle wurde ebenfalls Sorge getragen. In dem 6 m breiten Firstaufbau wechseln Fenster mit

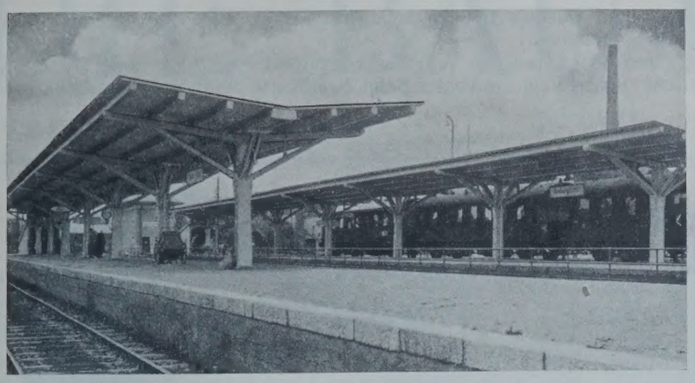


Abb. 18. Einstielige Bahnsteig-Überdachung auf Bahnhof Bedburg, Erft.

Jalousien ab. Während diese Fenster im Lokschuppen in Kitt auf Pitchpine-Sprossen verlegt wurden, wurde hier eine kittlose Verglasung auf Eichenholz-Sprossen mit Kupferabdichtung und Glasdeckschiene nach Patenten gewählt. Die Mansard-Oberlichter gelangten in derselben Weise zur Ausführung.

In dem 11,23 m breiten Seitenanbau liegen die Binder innerhalb der Satteloberlichter. Die Pfetten mußten als zweiteilige Dübelbalken ausgebildet werden.

Abb. 16 zeigt Quer- und Längsschnitt der Binder, sowie Oberlicht. Abb. 17 die Einsicht in den Anbau. Hier ist die gute Durchleuchtung der Halle und die Lage des Binders innerhalb des Oberlichts zu beachten.

Versuchsweise sind hier kupferummantelte Sprossen (Patent) gewählt worden. Der Sprossenabstand beträgt nicht über 62 cm.

Im Anschluß an diese Holzdachkonstruktionen sei auch eine einstielige Bahnsteig-Überdachung erwähnt, die in Bedburg nach Abb. 18 ausgeführt wurde. Wegen der feuchten Luft der niederrheinischen Ebene wurden die Untergurte nicht aus gebogenen geleimten Brettern, sondern aus einem geraden Vollholz hergestellt. Die Stiele sind auf den Eisenbetonstützen eingespannt durch Flacheisen mit Dübeleinlagen.

Der Binderabstand beträgt 9 m. Die Pfetten sind als Gerberpfetten ausgebildet. Die Längsaussteifung geschieht durch Kopfbänder, die an den Stiel sorgfältig für Zug und Druck angeschlossen sind.

Wenn man bedenkt, daß die obenerwähnten, mit größter Sorgfalt ausgeführten Holzkonstruktionen erheblich billiger als die schweren Eisenbetonbauten und auch nicht unwesentlich billiger als Eisen in der Ausführung und Unterhaltung sind, so dürfte beim augenblicklichen Preisstand in den meisten Fällen die Entscheidung zugunsten der Ausführung in Holz ausfallen.

Vermischtes.

Bewerbungen für die Laufbahn der technischen Reichsbahnobersekretäre. In der Behandlung der Gesuche von Bewerbern, die bei einer Reichsbahndirektion der ehemals preußisch-hessischen Staatseisenbahnen in die Laufbahn der bau- oder maschinentechnischen Reichsbahnobersekretäre einzutreten wünschen, ist kürzlich eine Änderung insofern eingetreten, als diese Gesuche nicht mehr vom Reichsbahn-Zentralamt, sondern von jeder Reichsbahndirektion selbst zu bearbeiten sind. Es empfiehlt sich daher, die Einstellungsgesuche nicht mehr an das Reichsbahn-Zentralamt, sondern unmittelbar an die betreffende Reichsbahndirektion zu senden. Bewerbung bei mehreren Reichsbahndirektionen ist zulässig. Das Reichsbahn-Zentralamt hat nur noch über die Einstellung der für seinen eigenen Geschäftsbereich erforderlichen Bewerber zu entscheiden. Für das Jahr 1929 werden maschinentechnische Bewerber nicht mehr angenommen. Günstiger sind die Einstellungsaussichten für bautechnische Bewerber, namentlich für solche tiefbautechnischer Vorbildung.

Technische Tagung „Wohnungsbauwirtschaft und Wirtschaftlichkeit im Bauen" in Berlin. Die von der Reichsforschungsgesellschaft für Wirtschaftlichkeit im Bau- und Wohnungswesen e. V. in Gemeinschaft mit 45 technischen Verbänden veranstaltete Tagung findet vom 15. bis 17. April 1929 statt.

Montag, den 15. April, 17 Uhr Vollversammlung bei Kroll, Am Platz der Republik. Dienstag, den 16. April, von 9 bis 13 Uhr und 15 bis 19 Uhr Beratungen der Gruppen 1 bis 5 in der Technischen Hochschule, Charlottenburg. Von besonderem Belang für unsere Leser ist die Tagesordnung der Gruppe 2 (Baustoffe und Bauweisen im Wohnungsbau) mit folgenden Sonderberichten (ab 10,55 Uhr): Ziegelbauweisen, Reg.- u. Baurat Riemer, Dresden; Betonbauweisen, Dr.-Ing. Petry, Obercassel; Holzbauweisen, Direktor Abel, Niesky; Stahlskelettbau, Direktor Hans Schmuckler, Berlin; Stahlhaut-, Stahllamellen- und Stahlrahmenbauweisen, Reg.-Baumeister Hans Spiegel, Düsseldorf; Decken, Stadtbaurat Nosbisch, Frankfurt (Main); (Pause von 13 bis 15 Uhr); Außenhaut, Prof. Dr. Siedler, Berlin. Mittwoch, den 17. April, 11 Uhr Vollversammlung in der Technischen Hochschule, Charlottenburg. Tagesordnung u. a. Bericht der Obleute über das Ergebnis der Gruppen-Beratung. Anmeldungen (bis zum 3. April) an die Reichsforschungsgesellschaft, Berlin W 9, Voßstraße 18 II.

Bericht über die 32. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins vom 7. bis 9. März 1929. (Fortsetzung aus Heft 14.)

Der siebente Vortrag, von Hafenbaudirektor Eckhardt, Wilhelmshaven, gab einen Überblick „Über den Hafenbau in Helgoland". Die in den Jahren 1908 bis 1915 durchgeführten Hafenbauten sollten eine vor Seegang gesicherte Unterkunft für die Marine, hauptsächlich Torpedoboote, und außerdem einen Fischereischutzhafen schaffen. Da bei dem felsigen Untergrund einerseits möglichst wenig Abraumarbeiten erforderlich werden sollten, anderseits eine Niedrigwassertiefe von 4,5 m notwendig war, ergab sich die eigenartige Form des Hafens. Er wurde gebildet aus zwei von der Südspitze Helgolands auslaufenden Molen von 1535 und 1100 m Länge. Die ersten Molenabschnitte wurden durch Betonschüttung unter Wasser mittels Trichter hergestellt, wobei von eingerammten eisernen Trägern gestützte Eisenbetonplatten als Schalung dienten. Der obere Teil der Molen wurde im Trockenen zwischen Granitquadern betoniert. Bei den größeren Wassertiefen bis 10 m mußte der durch den Seegang hervorgerufenen Störungen wegen ein anderes Arbeitsverfahren gewählt werden. Die Gründung wurde dort durch 48 Senkkasten erzielt, die in ihrem unteren Teile aus mehreren eisernen Kammern, darüber aus hölzernem Aufbau bestanden; diese wurden auf dem Festlande erbaut und erhielten dort eine Bodenbetonschicht, wurden schwimmend nach der Insel gebracht, daselbst im Innern mit Klinkern ausgemauert und durch Einfüllen von Wasser abgesenkt. Die einzelnen Fächer wurden nach Auspumpen mit Beton gefüllt. In einem Molen-

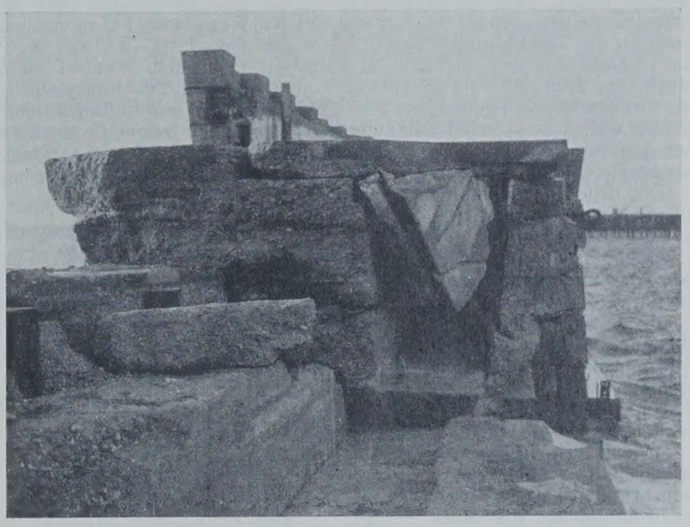


Abb. 4. Hafen Helgoland. Westmole bei Punkt 1100 durch Sturmflut stark beschädigt.

Abb. 5. Hafen Helgoland. Senkkasten für den Ostmolenkopf im Begriffe, abgesenkt zu werden.

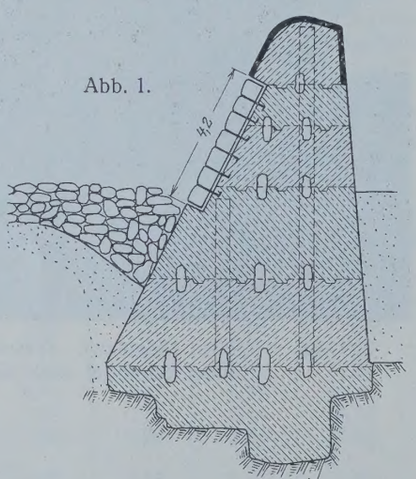
abschnitt geschah die Gründung derart, daß zwischen den vorher als Fördergerüst dienenden lotrecht gerammten Differdinger I-Trägern etwa 10 t schwere Betonblöcke im Verband versetzt wurden. Entsprechend dem Vorwärtsschreiten des Molenbaues folgte der Ausbau des inneren Hafens. Hierbei fanden aus Holzfachwerk und Drahtgeflecht hergestellte Kasten, die mit Bruchsteinen gefüllt wurden, weitgehende Verwendung. Gegen den Angriff des Bohrwurmes sollten Betonschürzen vor den Holzkasten schützen. Der zur Auffüllung des Hafengeländes erforderliche Boden wurde meist als Baggersand von der Elbe herangeschafft. Auf dem so gewonnenen Hafengelände kam zunächst ein mit Dieselmotoren betriebenes elektrisches Kraftwerk zur Ausführung. Infolge des Versailler Diktates mußten die mit ungeheurem Kostenaufwande errichteten Bauten in den Jahren 1921 bis 1923 trotz aller berechtigten Einsprüche vollkommen wieder so weit zerstört werden, daß ihre Benutzung auch als Handelshafen jetzt unmöglich geworden ist.[1]) (Fortsetzung folgt.)

Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen. Am Mittwoch, den 10. April 1929, 20 Uhr, findet im großen Saale des Ingenieurhauses, Berlin NW 7, Friedrich-Ebert-Straße 27, ein Vortrag von Dr.-Ing. N. Kelen, Privatdozent an der Technischen Hochschule Berlin, über „Bautätigkeit in der Sowjet-Union" statt. Der Vortragende spricht auf Grund eigener Beobachtungen. Der Vortrag wird von Lichtbildvorführungen begleitet sein. Eintritt frei, Gäste willkommen!

Ein amerikanischer Staudamm. Ein Staudamm, den die New York, New Haven & Hartford-Eisenbahn im Mianus-Fluß bei Cos Cob im Staate Connecticut angelegt hat, ist nicht wie andere derartige Bauten wegen seiner Größe bemerkenswert, im Gegenteil, er dient nur zur Aufspeicherung von 65 000 m³ Wasser, er löst aber eine eigenartige Aufgabe, nämlich die Trennung von Süß- und Salzwasser. Der Wechsel von Ebbe und Flut erstreckt sich im Mianus-Fluß, einem kleinen Gewässer mit einem Niederschlagsgebiet von nur etwa 75 km² oberhalb des Staudamms, etwa bis 1,5 km oberhalb der Stelle, wo der Damm errichtet worden ist. Zum Betriebe eines etwa 2 km davon entfernten Kraftwerks, in dem der Strom für die etwa 115 km lange, elektrisch betriebene Strecke der Eisenbahngesellschaft erzeugt wird, braucht diese täglich 450 bis 850 m³ Wasser zur Kesselspeisung, das sie bisher von einem Wasserwerk jener Gegend beziehen mußte, während das Kühlwasser aus dem salzhaltigen Teile der Flußmündung gepumpt wurde. Um sich von dem Wasserwerk frei zu machen, beschloß die Eisenbahngesellschaft, wie die Zeitschrift „Railway Age" vom 15. Dezember 1928 berichtet, ihr Kesselwasser aus dem Mianus-Fluß zu entnehmen, dazu war es aber entweder nötig, mit der Entnahmestelle so weit stromaufwärts zu gehen, bis der Einfluß von Ebbe und Flut nicht mehr merkbar war, oder zwischen Salz- und Süßwasser einen Damm zu errichten, über den wohl das Flußwasser abfließen, den aber das Seewasser nicht überschreiten könnte. Man entschloß sich für die letztgenannte Lösung.

Der neue Staudamm ist 110 m lang, wovon 75 m als Überfall ausgebildet sind. Er erhebt sich nur 5 m über das Flußbett, greift aber um etwa dasselbe Maß in die aus Sand und Schlamm bestehende Flußsohle ein, um den darunterliegenden festen Fels zu erreichen. In diesen ist unter der Mitte des Staudamms in seiner Längsrichtung verlaufend ein 2 bis 2,5 m breiter Graben ausgearbeitet, so daß die Mauer mit einer Art Sporn im Felsen verankert ist (Abb. 1). Ihr Körper besteht aus Beton 1 : 2 : 4, der nach 28 Tagen bei der Prüfung eine Festigkeit von 170 bis 210 kg/cm² aufwies. Auf der Luftseite ist der Überfallrücken innerhalb der Höhe, in der der Wasserstand schwankt, also auf etwa 4,2 m mit Granitquadern verkleidet, die mit Kupferankern im Beton festgelegt sind und deren Fugen mit Blei gedichtet sind. Der Staudamm wurde in drei Teilen hergestellt. Während des Baues der beiden seitlichen Teile, die in durch Kofferdämme abgeschlossenen Baugruben errichtet wurden, floß das Wasser des Flusses durch die offengehaltene Mitte ab. Um diese Lücke schließen zu können, wurde das Wasser durch zwei Rohre von 1,37 m Durchm. über einen der Seitenteile geleitet; alle Arbeiten wurden also im Trockenen ausgeführt.

Abb. 1.



Mit Rücksicht auf den Verwendungszweck des Wassers war es wichtig, das Salz, das vom Meere her in das Flußbett eingedrungen war, und den Schlamm, der sich hier abgelagert hatte, zu beseitigen. Zu diesem Zweck wurde die Sohle des Staubeckens, das eine Fläche von 205 ha bedeckt, sozusagen ausgewaschen. Sobald der Staudamm geschlossen war, wurden Wasserproben entnommen. Sodann wurde fast täglich das aufgestaute Wasser abgelassen, und alle zwei bis drei Tage wurden wieder Wasserproben entnommen. Nach zwei Monaten wurde das Wasser, was Salzgehalt und sonstige Beimengungen anbelangt, als geeignet zur Kesselspeisung befunden.

Von dem Staudamm zum Kraftwerk führt eine 2 km lange Gußeisenleitung von 40 cm Durchm. Beim Krafthause wird der Tagesbedarf an

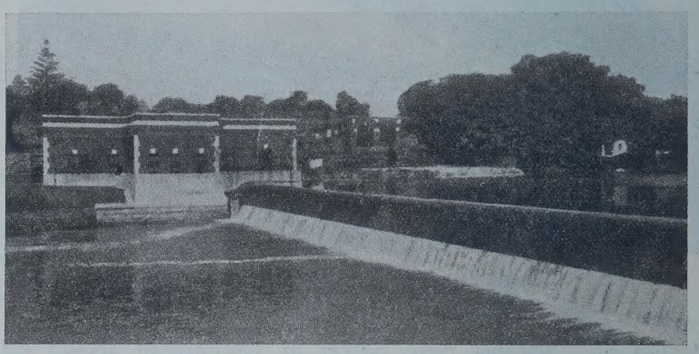


Abb. 2.

Wasser in zwei Betonbecken von je 2270 m³ Inhalt gespeichert. Da deren Oberfläche 10,4 m höher liegt als die Überfallkante des Staudamms, mußte bei diesem ein Pumpwerk errichtet werden, das das Wasser auf diese Höhe drückt (Abb. 2). Wkk.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 5. April erscheinende Heft 7 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Dr. F. Emperger: Die Brücke über die Vlara bei Nemschow. — E. Gaber: Die Längenänderung des Gußbetons mit und ohne Kalkzusatz durch Schwinden und Witterungseinflüsse.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Ernannt: zum Reichsbahnrat: der technische Reichsbahnoberinspektor Seidel, Vorstand des R. B. A. Olpe, der Reichsbahnamtmann Brauns beim R. B. A. Münster 1 und die Reichsbahnbaumeister Brand bei der R. B. D. Köln, Weiler beim Reichsbahn-Neubauamt Liegnitz, Streitz bei der R. B. D. Berlin und Breest beim R. Z. A. in Berlin; — zum Reichsbahnamtmann auf Dienstposten von besonderer Bedeutung: der Reichsbahnamtmann Inkofer, Leiter des Hauptbahnhofs München; — zum Reichsbahnamtmann: die technischen Reichsbahnoberinspektoren Haberkamp, Leiter des Bahnbetriebswerks Langendreer, und Scriba, Hilfsdezernent der R. B. D. Frankfurt (Main), sowie die Reichsbahnoberinspektoren Littmann, Leiter der Fahrkartenausgabe Stettin Hauptbahnhof, Grimmer, Hauptkassenrendant bei der R. B. D. Kassel, und Ebeling, Vorstand des Präsidialbureaus bei der R. B. D. Hannover, und zum Oberlandmesser auf wichtigeren Dienstposten: der Oberlandmesser Lücke bei der R. B. D. Essen.

Versetzt: die Reichsbahndirektionspräsidenten von Käß von der R. B. D. Regensburg zur R. B. D. München, und Koch von der R. B. D. Würzburg zur R. B. D. Regensburg, Reichsbahnoberrat Geier, Vorstand des R. B. A. Braunschweig 1, in gleicher Eigenschaft zum R. B. A. Liegnitz 1, die Reichsbahnräte Blau, Vorstand des R. B. A. Liegnitz 1, in gleicher Eigenschaft zum R. B. A. Braunschweig 1, Max Müller, Vorstand des Reichsbahn-Neubauamts Osnabrück, infolge Auflösung dieses Amts zur R. B. D. Münster (Westf.), Allinger, bisher bei der R. B. D. Stuttgart, zum Reichsbahn-Neubauamt Heilbronn, Eitel, bisher beim Reichsbahn-Bauamt Eßlingen, zum Reichsbahn-Neubauamt Horb, Wischmann, Vorstand des R. M. A. Stargard (Pom.), in gleicher Eigenschaft zum R. M. A. Eberswalde und Wolfframm, bisher bei der R. B. D. Berlin, als Vorstand zum R. M. A. Stargard (Pom.).

Übertragen: dem Reichsbahndirektionspräsidenten Kaeppel in Nürnberg ist neben seinen jetzigen Dienstgeschäften kommissarisch auch die Leitung der R. B. D. Würzburg übertragen worden.

Überwiesen: Reichsbahnrat Eger vom Reichsbahn-Bauamt Ulm zum R. B. A. Ulm.

Bestellt: Reichsbahnamtmann Gerhard zum Vorstand des Vermessungsbureaus bei der R. B. D. Stuttgart.

In den Ruhestand getreten: die Reichsbahnamtmänner, Rechnungsräte Rien, Hilfsdezernent bei der R. B. D. Hannover, und Striesow, Leiter der Fahrkartenausgabe Stettin Hauptbahnhof.

Gestorben: Reichsbahnrat Wörnle bei der R. B. D. Stuttgart.

[1]) Dieser Vortrag wird demnächst in der „Bautechnik" veröffentlicht.

INHALT: Über englische Handels- und Fischereihäfen. — Entwurf für die neue Straßenbrücke über die Elbe in Aussig. — Holz-Dachkonstruktionen im Bereich der Reichsbahndirektion Köln (Schluß). — Vermischtes: Bewerbungen für die Laufbahn der technischen Reichsbahnobersekretäre. — Technische Tagung „Wohnungsbauwirtschaft und Wirtschaftlichkeit im Bauen" in Berlin. — Bericht über die 32. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins (Fortsetzung). — Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen. — Amerikanischer Staudamm. — Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

7. Jahrgang | BERLIN, 12. April 1929 | Heft 16

Die erste Eisenbahnbrücke aus Siliziumstahl der schweizerischen Bundesbahnen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. **A. Bühler,** Sektionschef für Brückenbau, S. B. B., Bern.

1. Einleitung.

Am 18. November 1928 ist die neue, aus Siliziumstahl hergestellte Aarebrücke bei Brügg der Linie Bern—Biel dem Betriebe übergeben worden.

Nachdem in der Frage der Anwendung des Siliziumstahles für Brückenbauten eine Stockung eingetreten ist, dürfte es auch einen weiteren Kreis von Brückeningenieuren interessieren, welche Erfahrungen mit dem Sonderstahl bei diesem Bauwerk gemacht worden sind. Der Vollständigkeit halber seien einige kurze geschichtliche Angaben vorausgeschickt.

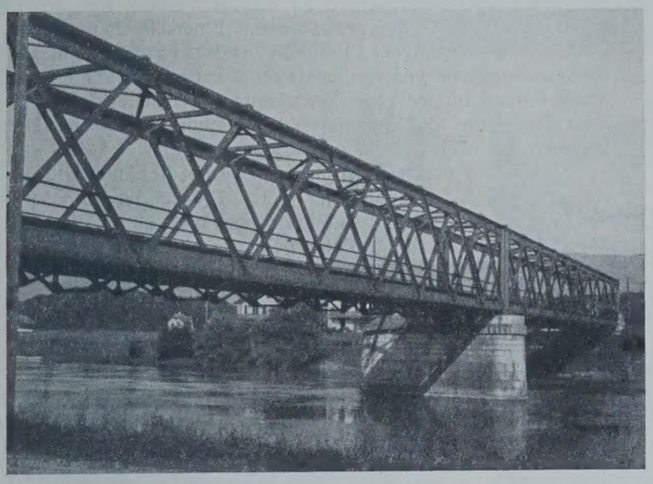


Abb. 1. Alte Aarebrücke bei Brügg.

Die genannte Brücke ist in den Jahren 1871/72 anläßlich der Ausführung der Juragewässerkorrektion hergestellt worden, und zwar durch die seither eingegangene Firma Ott & Cie. Die ursprüngliche Brücke über den „alten Zihlkanal", als dem Abfluß des Neuenburger und Bieler Sees, lag unmittelbar gegen die Station Brügg zu; ihr rechtsufriges Widerlager wurde zum linksufrigen Widerlager der jetzigen Brücke. Die alte verschwundene Brücke hatte zwei Öffnungen zu 30 m; sie bestand nur etwa zehn Jahre lang, vom Jahre 1860 bis zum Jahre 1871.

Die gegenwärtige Brücke dagegen hat zwei Öffnungen zu je ungefähr 52,5 m Lichtweite. Die alten Überbauten waren leicht und typische Vertreter jener Zeiten, in denen eine äußerst leichte Ausbildung der eisernen Brücken, in Verbindung mit knappen Belastungsannahmen, zu Bauten führten, an denen später niemand Freude hatte. Schon in den Jahren 1895/96 mußte diese eiserne Brücke verstärkt werden, ohne daß man zu einem befriedigenden Ergebnis gelangte. Im Jahre 1901 brach ein Längsträgeranschluß. Spannungsmessungen ergaben ferner, daß die unsymmetrischen Stabquerschnitte und ihre exzentrischen Anschlüsse zu hohen Nebenspannungen Anlaß gaben, so daß sich in den abstehenden Kanten der Druckstreben Zugspannungen und in den äußersten Fasern der Zugstreben Druckspannungen zeigten. Im Jahre 1926 wurden bei mehreren Längsträgeranschlüssen erneut Risse festgestellt, wenn auch nicht in so schwerer Form wie im Jahre 1901.

Dieses Vorkommnis, in Verbindung mit dem ungünstigen Ausfall der Nachrechnung der Überbauten, sowie der Einführung der elektrischen Zugförderung auf der Linie Bern—Biel, zeitigte den Entschluß, die schweißeisernen Überbauten zu ersetzen. Mitbestimmend waren hierbei, daß die Verstärkung der Quer- und Längsträger mangelhaft war, daß die Materialstärken zum Teil nur 8 mm betrugen und daß die Güte des Schweißeisens zu Zweifeln Anlaß gab. Endlich genügte weder die Brückenbreite den neuzeitlichen Anforderungen, noch die lichte Höhe für den elektrischen Betrieb.

Der alte Überbau hat eine große Ähnlichkeit mit der neuen Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Wesel[1]); er war als Parallelträger mit gekreuzten Streben ausgebildet. Pfosten waren nur über den Auflagern vorhanden. Im vorliegenden Falle war dieser Umstand der Zusatzspannungen wegen als ungünstig zu betrachten. Rhombenfachwerke dieser Art sind nur für schwere und weitgespannte Brücken zulässig (Abb. 1).

Der Unterbau der Brücke durfte noch als gut und tragfähig angesehen werden. Der Pfeiler wurde mit Druckluft gegründet; die beiden Widerlager stehen auf Pfahlrosten.

Für den neuen, eisernen Überbau haben wir unter verschiedenen Lösungen einem durchlaufenden Tragwerk mit Stützweiten von je 55 m den Vorzug gegeben, wobei der Obergurt über dem Pfeiler etwas in die Höhe gezogen ist. Wir erzielten damit ein gutes Aussehen und eine wirtschaftliche Anordnung. Im übrigen wurde das Tragwerk einfach und kräftig ausgebildet. Das feste Lager mußte auf einem der beiden Widerlager angeordnet werden, da der Pfeiler wohl den lotrechten Drücken,

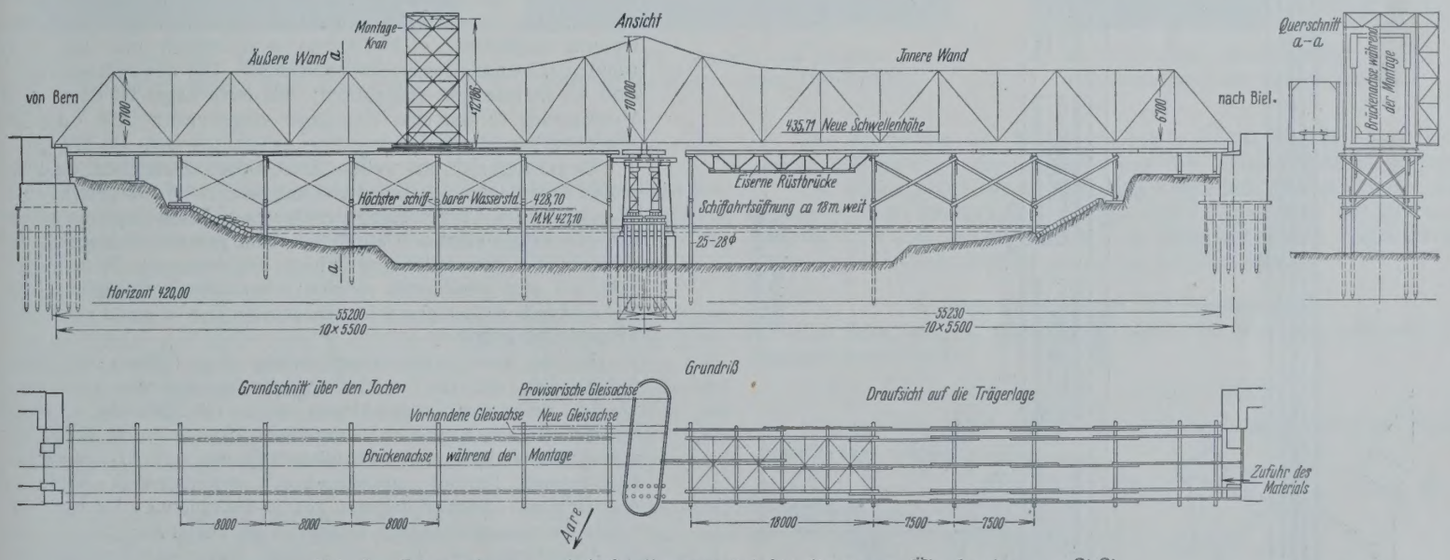


Abb. 2. Trägerschema und Aufstellungsgerüst für die neuen Überbauten aus St Si.

nicht aber den großen Bremsschüben gewachsen wäre. Widerlager- und Pfeilerbekrönungen sind zur Aufnahme der neuen Brücke in Eisenbeton umgebaut worden.

[1]) „Die Bautechnik" 1927, Heft 46, S. 662.

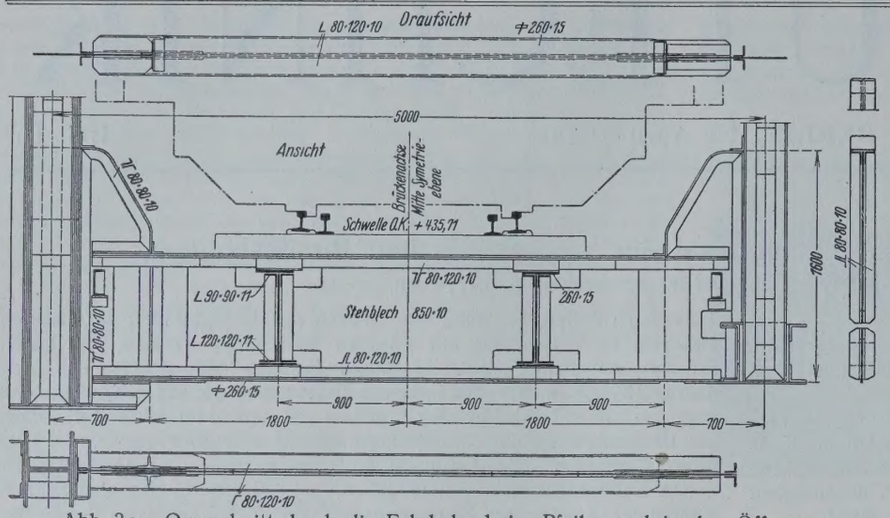
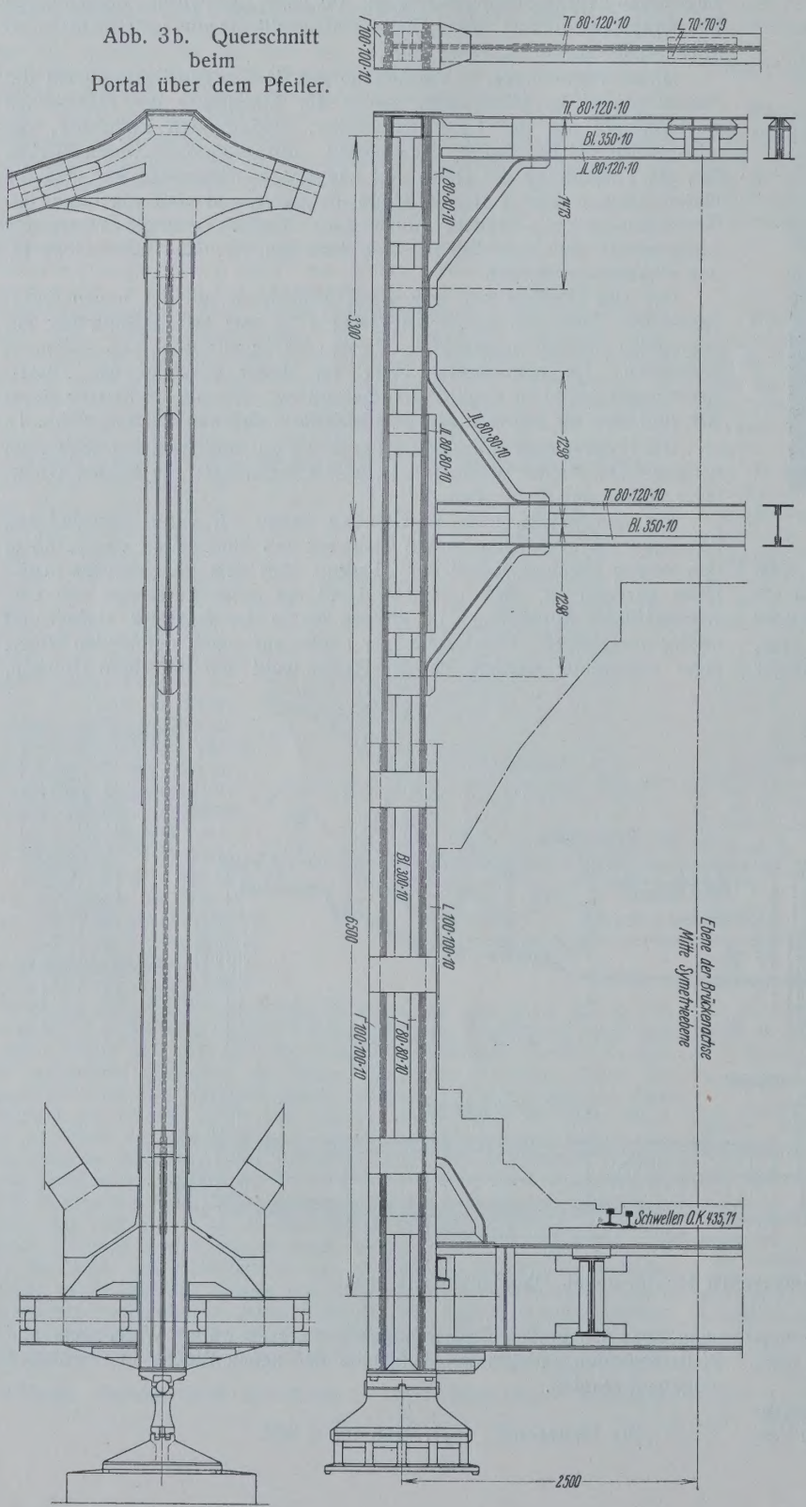


Abb. 3a. Querschnitt durch die Fahrbahn beim Pfeiler und in den Öffnungen.

Abb. 3b. Querschnitt beim Portal über dem Pfeiler.



2. Bauausschreibung und Vergebung der Arbeiten.

Die Ausschreibung des eisernen Überbaues fand statt im April 1927 auf Grund eines Vorentwurfes der Bahnverwaltung. Dieser sah die Verwendung von Flußeisen, Normalgüte (St 37) vor. Das Gewicht war zu rd. 400 t St 37 und 10 t Stahlguß für die Auflager berechnet. In der Ausschreibung war den Angebotstellern freigestellt, auch ein hochwertiges Material, und zwar Siliziumstahl anzubieten, in der Annahme, daß St 48 vorderhand nicht mehr in Frage kommen könne.

Angebote auf eine Ausführung aus Siliziumstahl, im Gewichte von rd. 300 t, gingen auch ein, und zwar ergaben sich zugunsten dieses Stahles Preisunterschiede von 16 500 Fr. bis 24 500 Fr., im Mittel etwa 10%, bezogen auf die Angebotsumme für eine Brücke aus St 37, bei einer Gewichtsverminderung von 25%. Der Preisunterschied war demnach viel geringer, als in der Literatur angegeben wurde, er war indessen doch groß genug, um einen Versuch mit dem neuen Material wagen zu können.

Der Entschluß zu diesem Versuch war allerdings schon zuvor gut vorbereitet worden. Einerseits lauteten die in Deutschland eingezogenen Erkundigungen bei Behörden und Stahlwerken durchaus günstig; anderseits hatten wir bereits zuvor durch Proben in der eidg. Materialprüfungsanstalt in Zürich die besondere Güte des Siliziumstahles nachprüfen lassen. Hierauf kommen wir noch zurück.

Auf Grund dieser Vorprüfungen wurde die Anfertigung, Aufstellung und Einschiebung der neuen Brücke der Firma „Eisenkonstruktionswerkstätten C. Wolf & Cie." in Nidau (bei Biel)[2]) übertragen, die auch im Einvernehmen mit der Bahnverwaltung die statische Berechnung und die konstruktive Durchbildung für die Anwendung des neuen Baustahles zu besorgen hatte.

3. Bauliche Einzelheiten.

Die neuen Überbauten aus Siliziumstahl bestehen aus zwei Hauptträgern mit 5 m Achsabstand. Trägerhöhe und Strebenführung usw. sind aus Abb. 2 zu ersehen. Sämtliche Stabquerschnitte sind steif ausgebildet. Abgesehen von den Knotenblechen wurden nur Flach- und Winkeleisen zum Aufbau der Stäbe verwendet. Die Druckglieder der Streben und Untergurte bestehen aus zwei Hälften, die bei den Druckteilen reichlich vergittert wurden.

Die Fahrbahn hat durchgehende Längsträger; die Verlaschung geschah durch die Querträger hindurch. Die Niete sind in der überaus kräftigen oberen Lamelle versenkt, um die Schwellen gut lagern zu können. Die Querträger sind mit kräftigen Eckblechen in die vollwandigen Pfosten der Hauptträger eingebunden. Die oberen und unteren Windverbände liegen in den Gurtebenen. Die Bremsverbände wurden in den Viertelpunkten jeder Öffnung angeordnet. Die Portale sind einfach und mit vollwandigen, biegungsfesten Stäben versteift. Die beweglichen Lager sind als Stelzenlager ausgebildet; das feste Lager ist durch eine Verankerung in das eine Widerlager eingebunden (Abb. 3a u. 3b sowie 4a bis 4d).

Es erübrigt sich, auf weitere Einzelheiten einzugehen, da diese in den Zeichnungen genügend klar dargestellt sind. Hervorzuheben ist nur, daß zur Verbesserung der Quer- und Längsträgeranschlüsse einzelne Futter elektrisch an andere Teile geschweißt wurden, um vermehrtes Stoßmaterial zu erhalten. Die Stöße der 24 m langen Schienen sind geschweißt worden; über dem beweglichen Endlager erhielten sie einen Schienenauszug. Der Belag ist aus Eisenbetonbohlen gebildet.

Bei der konstruktiven Durchbildung dieser Brücke in Si-Stahl fiel es auf, daß die erforderlichen Stabquerschnitte sehr klein wurden, mancherorts sogar kleiner, als es mit Rücksicht auf steife Querschnitte erwünscht ist. Aus diesem Grunde wurde daher der untere Windverband aus gewöhnlichem Flußstahl (St 37) hergestellt. Die gesamte Nietung, abgesehen von derjenigen der Fußwege und Geländer, besteht dagegen aus Si-Stahlnieten. Da trotz der hohen Belastungsannahmen, bestehend aus einem Zuge von 11 t/m, mit Achsdrücken von 25 t, sich geringe Stabquerschnitte ergaben, darf gesagt werden, daß die nutzbringende Anwendung von

[2]) Die Leitung liegt in den Händen der Dipl.-Ingenieure J. Béguin und Tr. Bohnenblust, denen der Verfasser hauptsächlich die in den Abschnitten 4 und 5 gemachten Angaben verdankt und die sich durch die genaue Durchführung der Plan- und Bauarbeiten ein Verdienst erworben haben.

Si-Stahl — sofern er ein Sondererzeugnis mit hohen Preisaufschlägen bliebe — erst bei Stützweiten von über 50 m, und zwar bei schweren Bahnbrücken, gewinnbringend wird. Bei leichten Bauten bringt seine Verwendung in wirtschaftlicher Hinsicht keinen erheblichen Erfolg.

4. Werkstatterfahrungen.

Es hat sich gezeigt, daß die Werkstattarbeit bei Siliziumstahl sozusagen gleich ist wie bei gewöhnlichem Flußstahl. Die Brücke weist eine gesamte Bohrlänge von 2439 m auf, verteilt auf 85080 Niet- und Schraubenlöcher, zu deren Erbohrung nur vier Bohrer [3]) verbraucht worden sind. Wahrlich ein Werkzeugverbrauch, der praktisch nicht in Betracht fällt. Aber auch das Schneiden mit der Kaltsäge und mit der Schere, sowie das Biegen, boten keine Schwierigkeit. Der Kraftbedarf für Werkstattmaschinen war nicht wesentlich höher, so daß er einen wesentlichen Einfluß auf die Preisgestaltung nicht haben kann. Diese Verhältnisse haben andere auch schon mehr oder weniger bestätigt. Dasselbe zeigte sich auch bei der Überhöhung gegeben und auch erreicht werden konnte. Diese Arbeit, die nur wenige Anreißer zu Stande bringen, war so genau, daß nur in wenigen Fällen ein Aufreiben nötig wurde. Si-Niete konnten 59266 Stück geschlagen werden, dazu kommen 932 Stück flußstählerne Niete (St 37).

Die Ränder der Bleche und Enden der Winkel und Breitflacheisen erwiesen sich als glashart; sie sollten auf 2 bis 2,5 cm Länge abgeschnitten, d. h. um diese Länge größer bestellt werden.

Abb. 4a. Ansicht der alten und neuen Brücke. Endportale.

5. Montageerfahrungen.

Auch bei der Montierung zeigten sich keine Schwierigkeiten. Die Nietung erforderte allerdings Aufsicht und große Sorgfalt. Bei jedem Regen mußte das Nieten eingestellt werden, weil die Niete sich rasch abkühlten. Nur in hellrotem Zustande und bei raschem Schlagen der Schließköpfe ließ sich das Nieten ohne Schwierigkeit durchführen. In der Werkstätte sind diese Voraussetzungen natürlich besser erfüllt. Es waren 22378 Stück Niete zu schlagen, wobei eine Nietgruppe rd. 200 Niete am Tag schlug.

Abb. 4b. Innenansicht der neuen Brücke beim Endportal.

Abb. 4c. Ansicht des Portales der neuen Brücke beim Mittelpfeiler.

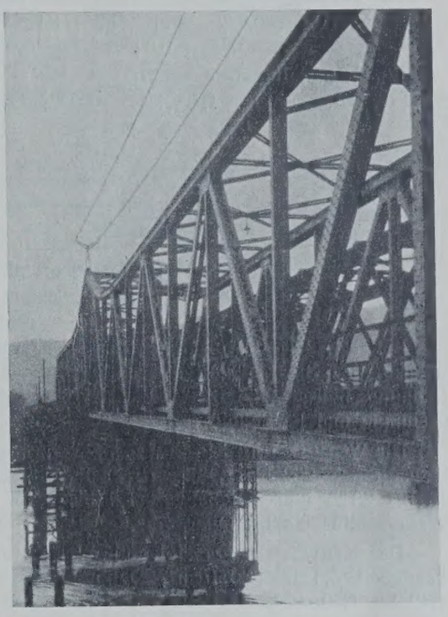


Abb. 4d. Seitenansicht der Hauptträger der neuen Brücke.

Bearbeitung der Probestäbe (Nietverbindungen und Knickstäbe) in der Werkstätte S. B. B. Olten.

Selbst das Nieten in der Werkstätte machte keine Schwierigkeiten. Nur das Entfernen schlecht geschlagener Niete war oft langwierig (70 bis 80 Schläge), ohne daß aber das Material Schaden gelitten hätte oder die Löcher oval geworden wären. Siliziumstahlniete in St 37 ließen sich wohl kaum ohne Beschädigung der Löcher entfernen.

Die vielfach behaupteten hohen Gestehungskosten der Anarbeitung des Si-Stahles sind daher wohl übertrieben. Oft ist dies auch damit begründet worden, daß ja dieselbe Arbeit wie für eine viel schwerere, flußeiserne Brücke geleistet werden müsse. Dabei vergessen jene, die dies sagen, daß die Werkstattkosten sich zu mehr als der Hälfte aus Hantierungs- und Transportkosten zusammensetzen, die doch bei Verwendung von Si-Stahl sich bedeutend vermindern müssen. Leider wird im Eisen- wie im Tiefbau, zur Irreführung anderer, viel gefabelt.

Die in der Werkstatt aufgewendete Arbeitszeit betrug 33380 Stunden. Alle Löcher wurden voll gebohrt; dadurch wurde erreicht, daß den Hauptträgern mit Leichtigkeit, ohne jeden Zwang, die vorgeschriebene

[3]) Marke Günther, Titex spezial. In einem Falle betrug bei 409 m Bohrlänge (34475 Loch von 1 cm, 336 Loch von 1,5 cm, 2984 Loch von 2 cm) 20 mm Lochweite, 19 m/min Schnittgeschwindigkeit und 0,2 mm Vorschub, der Abschliff nur 5,5 cm bei 15 cm Spirallänge; der Bohrer würde also für weitere 600 m Bohrlänge ausreichen.

Die Montierung der Brücke erforderte 22030 Stunden (Zusammenstellen und Nieten), während die Rüstung 6600 Stunden in Anspruch nahm.

Die Rüstung enthielt 52 gerammte Pfähle mit 39,5 m³ Holz; dazu kamen 67,8 m³ Rüsthölzer, Trägerlage 38,7 t, Rüstbrücke für Schiffahrtöffnung 9,5 t und eiserne Stützen beim Mittelpfeiler 4,2 t. Nach Fertigstellung der Si-Stahlbrücke wurde diese eingeschoben.

6. Beanspruchungen und Belastungen.

Die konstruktive Ausbildung der Brücke geschah nach folgenden zulässigen Spannungen:

a) Zug, Druck, Biegung: $\sigma_{zul} = 1{,}350 \pm 0{,}250 \frac{A}{B}$.

A und B sind dabei die kleinsten und die größten Kräfte aus Eigengewicht und zufälliger Last.

b) Knickung:
$$\begin{cases} \sigma_{zul} = 1{,}500 - 0{,}009 \cdot \frac{l_k}{i} & \text{für } \frac{l_k}{i} \text{ von 10 bis 90} \\ \sigma_{zul} = 5500 \left(\frac{i}{l_k}\right)^2 & \text{für } \frac{l_k}{i} > 90 \end{cases}$$

c) Scheren:
$$\begin{cases} \tau_{s\,zul} = 0{,}75\,\sigma_{zul} \text{ (von } a) \\ \tau_{st\,zul} = 2{,}00\,\sigma_{zul} \text{ (von } a). \end{cases}$$

Die Berechnung wurde im übrigen nach der heute noch geltenden eidg. Verordnung vom Jahre 1913, die Stoßzuschläge nur bis zu einer Spannweite von 15 m kennt, nach der Formel 2 $(15 - l)$ % durchgeführt

(l = Stützweite oder Einflußlänge in Metern). Im übrigen wurde sehr vorsichtig bemessen, besonders was die Fahrbahn anbetrifft. Die Stehbleche der Längsträger haben 12 mm Stärke, auch liegen die wirklichen Spannungen durchweg noch etwas unter den zulässigen. Sie betragen bei den Längsträgern nur 1,2 t/cm², bei den Querträgern 1,34 t/cm² und in den Hauptträgern 1,4 t/cm². Beim Scheren wurde der Koeffizient von 0,8 auf 0,75 herabgesetzt, um die Verbindungen stärker zu bekommen.

7. Materiallieferung und Materialversuche.

Zunächst ist hervorzuheben, daß das Material ohne jede Verzögerung und rechtzeitig geliefert wurde:

a) von de Wendel & Cie.: 34,2 t Bleche,
b) von der Burbacher Hütte: 108 t Winkel- und 114,1 t Breitflacheisen,
c) von Fried. Krupp, Rheinhausen, und Bölling & Kummerhoff, Neuß: 14,3 t Si-Stahl-Niete,
d) von de Wendel & Cie.: 47,4 t St 37,
e) von Fischer & Cie., Schaffhausen: 6,3 t Elektrostahlguß.

Die Abnahme ging glatt vonstatten. Für die Lieferung aus Si-Stahl, der durch Farbstreifen und Körner bezeichnet wurde, kamen nur 15 verschiedene Profile und eine Blechsorte von sechs Breiten von 85 bis 160 cm in Frage — gegen hundert —, die bei einer anderen ausländischen, rund 400 t schweren Brücke vorgesehen worden waren. Kleine Knotenbleche usw. wurden aus größeren Blechen geschnitten. Die möglichste Verminderung verschiedenartiger Profile ist daher für den Erfolg des Materialbezuges entscheidend. In dieser Beziehung ist der Unternehmung ebenfalls ein Meisterstück gelungen.

Die Si-Stahl-Analyse der Hüttenwerke lautete auf

$$C = 0{,}1 \div 0{,}2\ \%,\quad Mn = 0{,}8 \div 1{,}1\ \%,\quad Si = 0{,}7 \div 1{,}2\ \%,$$
$$S = 0{,}03 \div 0{,}04\ \%,\quad P = 0{,}03 \div 0{,}08\ \%.$$

Eine Kontrollanalyse ergab:

$C = 0{,}18\ \%$, $Mn = 1{,}1\ \%$, $Si = 1{,}0\ \%$ $S = 0{,}04\ \%$ und $P = 0{,}06\ \%$

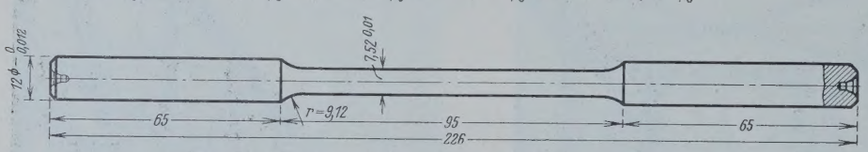


Abb. 5a. Probestab für die Dauerbiegemaschine der C. Schenk-Fabrik.

Bei den Blechen ergaben sich für elf Quer- und Längsproben: Streckgrenze 3,7 bis 3,8 t/cm² und Festigkeit 5,1 bis 5,35 t/cm². Die Dehnung betrug 23,5 bis 25 %, der Gütebeiwert 1,23 bis 1,34 t/cm² (Dehnung mal Festigkeit).

Die Winkel- und Flacheisen zeigten folgende Werte bei 32 Proben: Streckgrenze 3,62 bis 4,48 t/cm², Festigkeit 5,32 bis 6,02 t/cm², Dehnung 18 bis 28 % und Gütebeiwert 1,0 bis 1,56. Bei einem Breitflacheisen versagte eine einzige Querprobe.

Das Nieteisen ergab folgende Werte: Streckgrenze 4,0 bis 4,2 t/cm², Festigkeit 5,6 bis 6,0 t/cm², Dehnung 25 bis 28 % und Gütebeiwert 1,49 bis 1,60.

Härte- und Kaltbiegeproben ergaben ein befriedigendes Verhalten.

In der eidg. Materialprüfungsanstalt in Zürich wurden verschiedene Kontrollproben ausgeführt, um die Materialeigenschaften noch etwas genauer zu erforschen, als es in einem Hüttenlaboratorium möglich ist.

Es ergab sich für

	Bleche	Winkel- und Flacheisen	Probe Nr. 24 (P = 0,12 %)
Elastizitätsmaß	2000 t/cm²	1975 ÷ 2045 t/cm²	2015 t/cm²
Proportionalitätsgrenze	2,82 „	2,87 ÷ 3,75 „	2,15 „
Streckgrenze	3,72 „	3,97 ÷ 4,23 „	3,73 „
Zugfestigkeit	5,44 „	5,39 ÷ 5,90 „	6,05 „
Kontraktion	56 %	52 ÷ 59 %	56 %
Dehnung	25 %	23,5 ÷ 26 %	24,2 %
Gütewert	1,4	1,3 ÷ 1,43	1,46

Die Ergebnisse zeichnen sich durch eine vorzügliche Gleichmäßigkeit aus. Eine Ausnahme macht indessen die Proportionalitätsgrenze, die in weiteren Grenzen schwankt, worauf besonders aufmerksam gemacht sein möge. Auffällig war dies besonders bei der Probe Nr. 24 mit hohem Phosphorgehalt, wo diese Grenze außerordentlich tief abfällt. Diese Probe bestand auch die Härtebiegeprobe schlecht, gut indessen die Kaltbiegeprobe. Auch eine Charge für die Bleche wies einen sehr hohen Phosphorgehalt (0,126 %) auf, ohne daß in den üblichen mechanischen Proben ein unregelmäßiges Verhalten zum Vorschein gekommen wäre. Da unseren Lieferungsbedingungen die Festsetzungen der Deutschen Reichsbahn zugrunde lagen, die die chemischen Proben nicht kennt, konnten wir diese Charge nicht zurückweisen. Ob eine solche Zurückweisung des Phosphorgehaltes wegen berechtigt wäre, ist allerdings noch nicht klar, wenn auch die eingehende statische Prüfung dies als angezeigt erscheinen ließe.

Wir haben nämlich bei der G. m. b. H. Carl Schenk in Darmstadt noch 12 Dauerproben, und zwar 8 mit Si-Stahl und 4 mit St 37 durchführen lassen, die zu folgenden Ergebnissen führten:

Die Dauerfestigkeit betrug auf der Dauerbiegemaschine (B) mit 3000 Lastwechseln in 1 min, bezw. der Dauer-Zug-Druckmaschine (D-Z) mit 30 000 Lastwechseln in 1 min.

Material			Si-Stahl kg/mm²	St 37 kg/mm²	Maschine	Abminderung
Si-Stahl aus Blech mit hohem P-Gehalt von de Wendel	Stab Nr.	1. längs unverletzt	**40**	—	(D-Z)	32 %
		2. quer verletzt	27	—	(D-Z)	
		3. längs unverletzt	**38**	—	(B)	37 %
		4. quer verletzt	24	—	(B)	
Si-Stahl aus Breitflacheisen mit normalem P-Gehalt von Burbach	Stab Nr.	5. längs unverletzt	35	—	(D-Z)	34 %
		6. quer verletzt	23	—	(D-Z)	
		7. quer unverletzt	34	—	(B)	41 %
		8. längs verletzt	20	—	(B)	
St 37 normales Blech	Stab Nr.	9. quer unverletzt	—	23	(D-Z)	17 %
		10. längs verletzt	—	19	(D-Z)	
		11. quer unverletzt	—	22	(B)	0 %
		12. längs unverletzt	—	22	(B)	

Merkwürdigerweise verhielt sich also der Si-Stahl mit hohem Phosphorgehalt in unverletztem Zustande besser als derjenige mit niedrigem Phosphorgehalt. Die Verletzung der Probestäbe, die der Verletzung der Stäbe

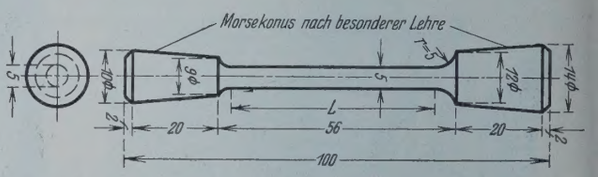


Abb. 5b. Probestab für die Dauer-Zug-Druckmaschine der C. Schenk-Fabrik.

bei der Bearbeitung nahe kommen will, besteht darin, daß sie in Abständen von 1 cm mit $^1/_{10}$ mm tiefen Ritzen versehen werden (Abb. 5a u. 5b). Die Oberflächen der Stäbe werden im übrigen poliert, um möglichst gleichmäßige Ergebnisse zu bekommen. Es würde sich aber m. E. doch empfehlen, den Gehalt $P + S$ auf 0,1 % oder höchstens 0,12 % zu begrenzen.

Da St 48 bei verletzter Oberfläche eine Dauerfestigkeit von 24 bis 25 kg/mm² besitzt, so wäre ihm der Si-Stahl in diesem Zustande nicht überlegen, eine Erscheinung, die zur Vorsicht mahnt, da die im Brückenbau verwendeten Stäbe jedenfalls als Stäbe mit verletzter Oberfläche angesehen werden müssen.

Schließlich ist zweier weiterer Versuchsgruppen zu gedenken, die zur Ergründung der Eigenschaften des Si-Stahles unternommen worden sind, nämlich einer Anzahl Versuche mit Nietverbindungen, sowie mit auf Knicken beanspruchter Stäbe.

Was die Versuche mit Nietverbindungen anbelangt, so sind die wesentlichsten Ergebnisse in Abb. 6 enthalten, woraus hervorgeht, daß die Nietverbindungen aus Si-Stahl denjenigen aus St 37 tatsächlich überlegen sind. Über diese Fragen wird im Bericht zum Brückenbaukongreß in Wien (1928) ein Diskussionsbeitrag erscheinen. Es sei nur hervorgehoben, daß folgende Werte angenommen werden können:

	St 37 kg/cm²	Si-St kg/cm²
Reibungswiderstand	400 ÷ 700	400 ÷ 700
Mittlerer Bereich mit kleinen bleibenden Formänderungen (Arbeitsbereich bei Bauten)	500 ÷ 1500	500 ÷ 2500
Fließbereich, allgemeine Auflockerung	1800	2500 ÷ 2800
Bruch	3300	4600

Da der Reibungswiderstand beider Nietstähle dieselben Werte ergibt, so empfiehlt es sich, um keine zu großen bleibenden Formänderungen zu bekommen, die Nietbeanspruchung vorsichtig zu wählen.

Durch die Knickversuche wurde das Gesetz, nach dem dieses Material ausknickt, gut gefunden (Abb. 7). Diese Versuche sind mit Stäben, die einen Schlankheitsgrad von $\frac{l}{i}$ von 20 bis 166 hatten, ausgeführt worden. Die Knickwerte folgen für die Stäbe mit $\frac{l}{i} > 86$ der Eulerschen Knickgesetze; darunter heben sich die Knickwerte wesentlich über diejenigen

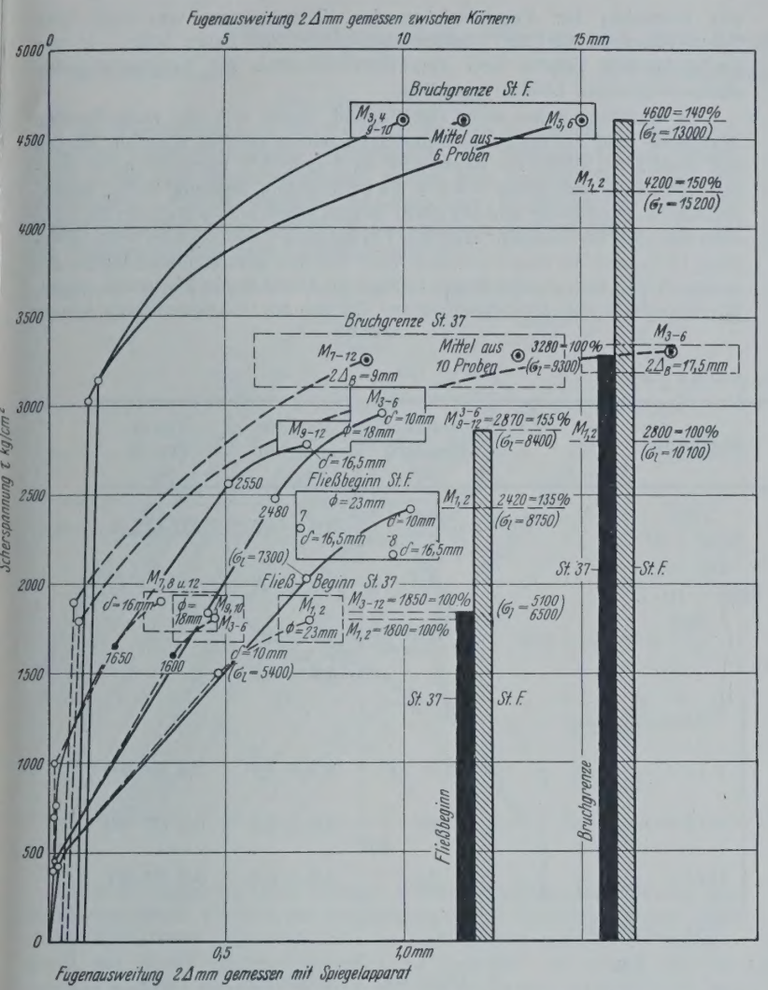


Abb. 6. Darstellung der Ergebnisse aus Scherversuchen mit Nieten aus St 37 und St Si.

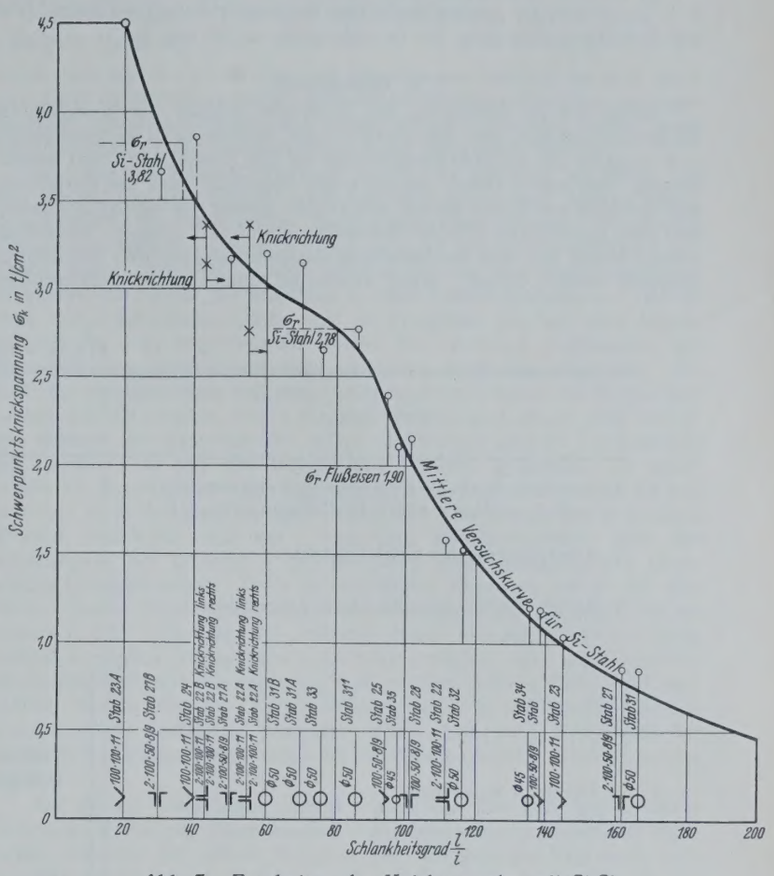


Abb. 7. Ergebnisse der Knickversuche mit St Si.

für Flußeisen.[4]) Für das Versuchsmaterial betrug die Fließgrenze 3,82 t/cm², während der Siliziumstahl der Hauptträger der Aarebrücke Brügg eine Fließgrenze von 3,97 bis 4,23 t/cm² besitzt. Damit verbessern sich also in Wirklichkeit die Knickwerte erheblich, so daß in allen Druckstäben eine wohl mindestens dreifache Knicksicherheit vorhanden ist.

8. Preise und allgemeine Angaben.

a) Die Gewichtsberechnung ergab folgendes:

		Si-Stahl	St 37
Fahrbahn	Längsträger	39 396 kg	1 092 kg
	Verband	5 161 „	—
	Querträger	25 112 „	543 „
Hauptträger	Obergurt	54 395 „	3 506 „
	Untergurt	54 373 „	5 074 „
	Diagonalen	39 699 „	4 209 „
	Pfosten	16 800 „	28 „
Portale	Endportale	4 692 „	202 „
	Mittelportal	8 275 „	609 „
Windverbände	Unterer Windverband	873 „	7 847 „
	Oberer Windverband	7 502 „	1 112 „
Fußwege	Längsträger	—	5 139 „
	Querträger	—	8 268 „
	Abschlüsse	—	462 „
Geländer		—	5 617 „
Kabelkanal		—	3 701 „
	Summe	256 278 kg	47 409 kg

Zuschlag für Niete usw. 2,5 %	7 592 kg
Rechnerisches Gewicht	311 279 „
Abgewogenes Gewicht	311 318 „
Stahlguß	6 270 „

[4]) Vergl. Bericht über den Brückenbaukongreß Wien 1928, betreffend Knicken, eidgen. Materialprüfungsanstalt.

b) Die Nietanzahl beträgt:

	Si-Stahl-Niete		Niete St 37	
	Anzahl	Gewicht	Anzahl	Gewicht
Werkstattniete	59 266	9802 kg	932	103 kg
Montageniete	22 378	4454 „	—	—
Schrauben	—	—	2504	506 kg

Für 1 t Brückenmaterial ergeben sich also 275 Stück Verbindungsmittel.

Bei neueren Fachwerkbrücken aus St 37 sind im Mittel 150 Niete für 1 t Material nötig. Bei Si-Stahl ergab sich eine viel höhere Anzahl, weil alle Stäbe aus Winkel- und Breitflacheisen zusammengesetzt werden mußten. I-Träger, Differdingerträger, T- und ⊏-Eisen hätten in kurzer Zeit nicht beschafft werden können. Bei allgemeiner Einführung des Si-Stahls fiele dieser Nachteil wohl dahin.

c) Die Materialpreise verzollt Biel betrugen:

Si-St	Winkeleisen	20,85 Fr./100 kg
	Breitflacheisen	24,40 Fr./100 „
	Bleche	26,80 Fr./100 „
St 37	im Mittel	17,20 Fr./100 „

Im Mittel betrug daher der Aufpreis 70 Fr./t, Beträge, wie sie auch in neuerer Zeit aus Deutschland gemeldet werden, wobei aber betont wird, daß Ersparnisse gegenüber Bauten aus St 37 nicht mehr möglich seien.

d) Die Grundanstrichfläche beträgt $G = 7461$ m², die Deckanstrichfläche $D = 4518$ m², sonach ist die Deckanstrichziffer $\delta = \frac{D}{G} = 0{,}61$.

Für 1 t ergiebt sich eine Deckanstrichfläche von 14,2 m². Bei neuen Brücken aus St 37 ergeben sich 8 bis 12 m².

Der Brückenbau kam zu stehen auf:

Eiserner Überbau 317,6 t	220 000 Fr.
Verschiebungs- und Gerüstarbeiten	25 000 „
Verschiebung und Abbruch der alten Brücke	16 000 „
Unterbauarbeiten	20 000 „
Gleisanschlüsse, Oberbau usw.	29 000 „
zus.:	310 000 Fr.

e) Die Durchbiegung ergab sich für die Probebelastung zu 25 mm, d. h. 2 mm weniger als die Rechnung, bei einer Hebung von 8 mm. Für die Berechnungslast stieg die Durchbiegung auf 35 mm an.

9. Schlußwort.

Schon bei der Bestellung des Si-Stahles machte der Werkvertreter darauf aufmerksam, daß das Material beim Walzen nicht so geschmeidig und biegsam sei, und daß Winkelprofile an den Kanten nicht voll herauskämen. Die hohen Preise wurden damit begründet, daß die Herstellung des Si-Stahls viel Arbeit mache, sowie eine genaue Verfolgung der Blöcke und eine große Vorsicht beim Auswalzen erfordere. Einzelne Walzwerke weisen darauf hin, daß die chemische Zusammensetzung den Walzprofilen angepaßt werden müsse; damit entständen große, nicht aufbrauchbare Chargen. Darüber hinaus müßten die Blöcke der Saigerungen wegen stark gekürzt werden, wodurch allein Abfälle bis zu 30% zustande kämen. Schließlich verursache auch die besondere Bezeichnung und die getrennte Lagerung des Materials vermehrte Kosten. Andere Werke, die den Si-Stahl für den Eigenverbrauch erzeugen, sind der Auffassung, daß die erwähnten Verhältnisse wohl beständen, daß sie aber keine so große Rolle spielen. Letzteres dürfte wohl auch zutreffen. Den Walzwerken ist es aber aus natürlichen Gründen, im Interesse der Massenerzeugung und der Verminderung der Kosten der Stahlerzeugung, wohl unerwünscht, neben den bereits verlangten vielen Stahlsorten noch eine weitere herstellen zu müssen. Daher erklärt sich auch der nach anfänglicher Begeisterung eingetretene Widerwillen gegen den Si-Stahl, der zu einer Preissteigerung führte, die von selbst die Anforderung dieses Materials unterbindet. Wenn dies auch auf den ersten Blick sehr bedauerlich ist, so muß doch darin etwas Gutes gesehen werden, nämlich das Entstehen des Wunsches zur Vereinfachung des Eisenmarktes, was auch eine Kostenverminderung der Qualitätserzeugnisse zur Folge hätte. In der nachstehenden Tabelle sind die Gütevorschriften der hauptsächlichsten eisenerzeugenden Länder angeführt.

Es erschiene daher wohl naheliegend, wenn sich die maßgebenden Walzwerk- und Industrieunternehmungen darauf einigen könnten, künftig nur noch zwei Stähle für Bauzwecke zu erzeugen[5]), nämlich: einen Baustahl mit einer Festigkeit = 4,0 ÷ 4,4 t/cm² (min.), Dehnung 20 %, Streckgrenze 2,5 ÷ 2,8 t/cm² und für große Bauten einen schwach silizierten Stahl oder den „Silicon-Baustahl" mit einer Festigkeit = 5,0 ÷ 5,5 t/cm² (min), Dehnung 15 %, Streckgrenze 3,2 ÷ 3,6 t/cm², von dem amerikanische Ingenieure aussagen, daß sein gleichmäßiges Gefüge die Arbeit in der Werkstätte gegenüber dem Si-St eher erleichtern würde. Ob sich der in neuerer Zeit genannte Kupfer-Chromzusatz zum Baustahl empfehlen wird, ist eine Preisfrage.[5]) Da diese Zusätze die Anstriche der Eisenbauten kaum entbehrlich machen, so müßte jede wesentliche Preiserhöhung durch den Cr-Cu-Zusatz als unerwünscht für die Massenproduktion des Eisens bezeichnet werden.

In den englischen Vorschriften kommt unseres Erachtens ein glücklicher Gedanke zum Ausdruck, nämlich das Verlangen eines weicheren Stahles nur für jene Fälle, bei denen bedeutendere Biegungen in kaltem Zustande vorgenommen werden, was im Brückenbau meist nicht der Fall ist. Der Sinn der Forderung einer hohen Dehnung scheint damit viel eher begründet, als dies meist auf Grund von Erwägungen geschieht, die sich auf die Materialprüfung stützen, und die dem plastischen Formänderungsbereich, der im normalen Arbeitsgebiet einer Brücke keine ausschlaggebende Rolle spielt, eine sehr große Bedeutung beimessen wollen.

Gütebestimmungen

Verordnung	Stoßformel	Zulässige Spannung t/cm²	Materialfestigkeit t/cm²	Streckgrenze t/cm²
1. American Railway Engineering Association (2. Canadian Society Civil Engineers)	$\frac{2780}{2780 + L^2}$	1,15	3,9 ÷ 4,6	2,0 ÷ 2,3
3. American Society Civil Engineers	$\frac{610 - L}{488 + 10 \cdot L}$	1,2	3,9 ÷ 4,6	—
4. British Engineering Standard Association	$\frac{36{,}5}{27{,}4 + \frac{n+1}{2} \cdot L}$	1,26	4,1 ÷ 4,7 (kalt bearbeitet) 4,4 ÷ 5,2	—
5. Deutsche Reichsbahn — Bahn-Brücken	$0{,}00 + \frac{60}{150 + L}$ bis $0{,}11 + \frac{56}{144 + L}$	1,4 ÷ 1,5	3,7 ÷ 4,7	2,4 (St 37)
	$0{,}19 + \frac{21}{46 + L}$	1,8	4,8 ÷ 5,8	3,1 (St 48)
	$0{,}20 + \frac{17}{28 + L}$	2,1	4,8 ÷ 6,0	3,6 (St Si)
Straßenbrücken	$0{,}41 - 0{,}0016 \cdot L$			
6. Französische Verordnung	$\frac{0{,}4}{1 + 0{,}2L} + \frac{0{,}6}{1 + 4 \cdot \frac{P}{S}}$	1,3 ÷ 1,4	4,2 (min)	2,4
7. Lillebeltbrücke, Dänemark	$\frac{1}{1 + \frac{(n+1) \cdot L}{220}} \cdot \frac{S_p}{S_p + S_g}$	—	—	—
8. Schwedische Verordnung	$\frac{1}{13 + 0{,}7L}$	1,2 ÷ 1,5 1,0 ÷ 1,25	4,4 ÷ 5,4 3,7 ÷ 4,6	— —
9. Spanische Verordnung	$1{,}40 - 0{,}56\sqrt{500\,L - L^2}$	1,1	4,0 (min)	2,5
10. Ungarische Verordnung — Bahnbrücken	$0{,}24 + \frac{9}{16 + L}$	1,4 1,7	3,6 4,9	St 36 St 49
Straßenbrücken	$0{,}20 + \frac{10}{30 + L}$	1,9	4,9	St Si
11. Russische Verordnung	$\frac{0{,}625}{1 + 0{,}02 \cdot L}$	1,3 ÷ 1,6	—	—
12. Silicon Steel (Hudsonbrücke) (C = 0,3 ÷ 0,4 %, Mn = 0,5 ÷ 0,9 %, P = 0,04 ÷ 0,06 %, S < 0,05 %, Si > 0,20 %)	—	—	5,7 ÷ 6,8	3,2

[5]) Vergl. „Die Bautechnik" 1929, Heft 7, S. 93.

Bemerkenswerte Bauwerke der neuen Hamburger Untergrundbahnlinie.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. **Bernhard Siebert**, Hamburg.

Der Dammtortunnel.

Ein bemerkenswertes Bauwerk der im Bau befindlichen Untergrundbahnlinie Kellinghusenstraße—Jungfernstieg in Hamburg ist das Tunnelstück unter dem Reichsbahndamm neben dem Bahnhof Dammtor der Reichsbahn. Dieses Bauwerk ist deswegen beachtenswert, weil die Herstellung nach bergmännischem Bauverfahren durchgeführt wurde, was für Norddeutschland eine Seltenheit darstellt.

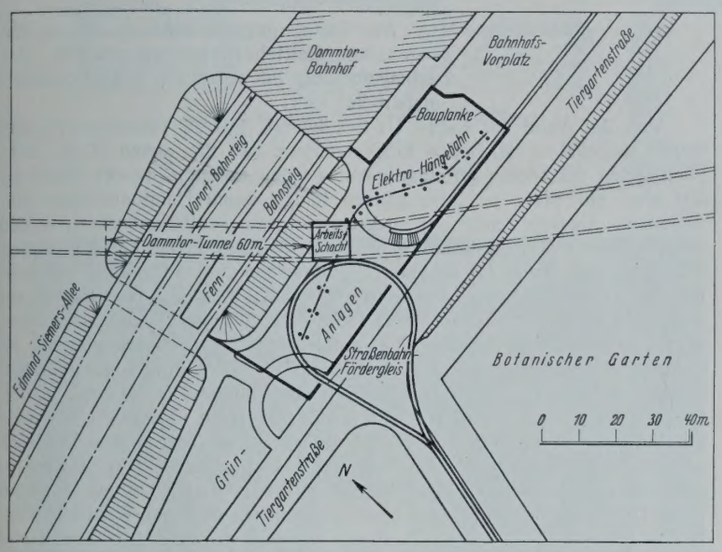


Abb. 1.

Wie der Lageplan (Abb. 1) zeigt, kreuzt die Untergrundbahnlinie den Reichsbahndamm westlich des Empfangsgebäudes Dammtorbahnhof unter einem Winkel von annähernd 45°. Im Norden wird der Reichsbahndamm durch die Straße Edmund-Siemers-Allee begrenzt; auf seiner Südseite befindet sich der Bahnhofsvorplatz mit anschließenden gärtnerischen Anlagen. Infolgedessen war an dieser Stelle der nötige Platz für Entwicklung der Lagerplätze gegeben.

Der Reichsbahndamm ist an dieser Stelle etwa 4,50 m hoch. Die Verhältnisse des gewachsenen Bodens gehen aus Abb. 2 hervor. Man erkennt, daß zunächst, von oben gerechnet, gelber Lehm und grauer Mergel ansteht. In einer Tiefenlage von etwa 9 bis 12 m an der Ostseite und 7 bis 11 m an der Westseite des Tunnels fand man beim Aushub das Liegende des Mergels scharf begrenzt und auf ziemlich grobem Kies lagernd vor. Die Bohruntersuchungen hatten weiterhin ergeben, daß in dem Mergel nur geringfügige Wasseradern, verbunden mit sandigen Stellen, vorhanden waren, während der grobe Kies viel Grundwasser enthielt, das sich überdies durch die darüberliegenden wasserundurchlässigen Schichten im angespannten Zustande befand. Auf Grund dieser Tatsachen mußte unter allen Umständen eine Grundwassersenknng vorgesehen werden.

Was nun die Bauausführung betrifft, so entstand die Frage, ob man die bei den Hamburger Untergrundbahnbauten sonst übliche offene Bauausführuug mit senkrechten Baugrubenwänden, die von gerammten I-Eisen und Bohlen gehalten werden, auch für den Reichsbahndamm anwenden sollte. Wie Abb. 2 zeigt, befinden sich auf dem Reichsbahndamm im ganzen vier Gleise, die paarweise je einen Bahnsteig einfassen. Die im Bilde rechts befindlichen Gleise sind die Ferngleise von und nach Altona, während die links liegenden die Gleise der elektrisch betriebenen, mit Stromzuführung durch Oberleitung versehene Stadtbahn darstellen. Bei Wahl der obengenannten üblichen Ausführungsweise hätten die Rammeisen infolge der Dammhöhe von 4 bis 5 m entsprechend länger und stärker sein müssen; die Rammarbeiten wären zum weitaus größten Teil zwischen den Gleisen und auf den Bahnsteigen vor sich gegangen. Da naturgemäß der Reichsbahnbetrieb in keiner Weise hätte gestört werden dürfen, so wären diese Arbeiten nur des Nachts, und zwar jeweils nur in wenigen Stunden ausführbar gewesen. Bei den Stadtbahngleisen wäre die Schwierigkeit der jeweiligen Unterbrechung und Umlegung der Oberleitung hinzugekommen. Nach durchgeführter Rammung hätten die einzelnen Gleise unterfangen und auf behelfsmäßige Brücken gelegt werden müssen. Die Sicherung der Auflager dieser Brücken wiederum hätte weitere besondere Maßnahmen notwendig gemacht. Alle diese Arbeiten hätten gleichfalls wie die Rammung zum größten Teil nur des Nachts ausgeführt werden können. Es ist selbstverständlich, daß diese Arbeiten außerordentlich kostspielig geworden wären, und auch hinsichtlich der Arbeitsdurchführung hätten sich noch manche technische Schwierigkeiten ergeben.

Aus diesen Erwägungen heraus wurde von den sich bewerbenden Firmen gefordert, als Hauptangebot die bergmännische Bauweise anzubieten, während die offene Bauweise als Nebenangebot freigestellt war.

Was die Konstruktion des Tunnels selbst betrifft, so konnte für die Ausführung in bergmännischer Bauweise naturgemäß auch nicht der sonst übliche Kastenquerschnitt in Eisenkonstruktion beibehalten werden, sondern der Tunnelquerschnitt wurde als Gewölbe mit geschlossener Sohle entworfen (Abb. 2). Das Gewölbe erhielt mit Rücksicht auf die Bauausführung solche Abmessungen, daß es auch schon ohne das Sohlgewölbe gegen Erddruck standsicher ist. Das Sohlengewölbe hat lediglich den Zweck, den Tunnel gegen das aufdrängende Grundwasser zu sichern.

Das Tunnelgewölbe erweitert sich einseitig in drei Stufen nach Osten, um für die wegen der in der Nähe befindlichen Haltestelle Stephansplatz auseinander laufenden Gleise Raum zu schaffen (Abb. 1, 2 u. 8).

Es stellte sich heraus, daß übereinstimmend die bergmännische Bauweise um ein geringes billiger angeboten wurde als die offene Bauweise; dabei war bei der offenen Bauweise der Einbau der Behelfsbrücken nicht

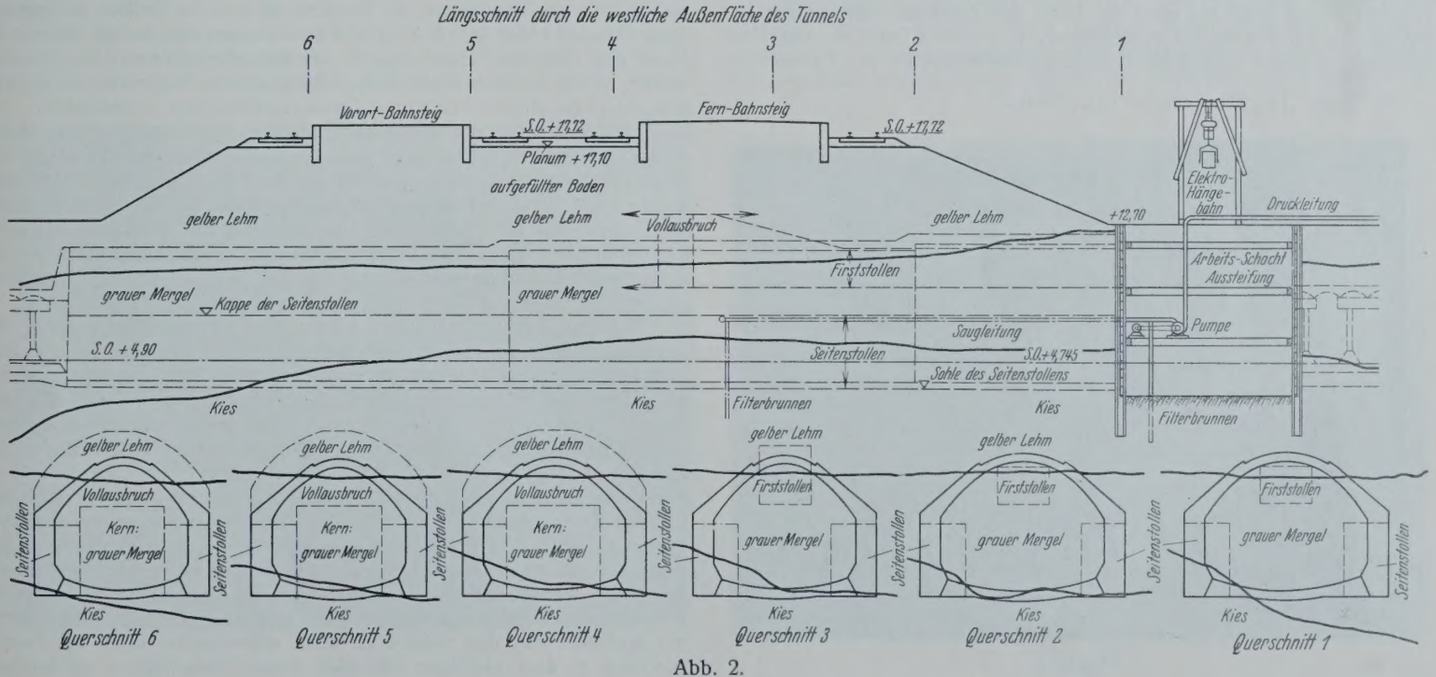


Abb. 2.

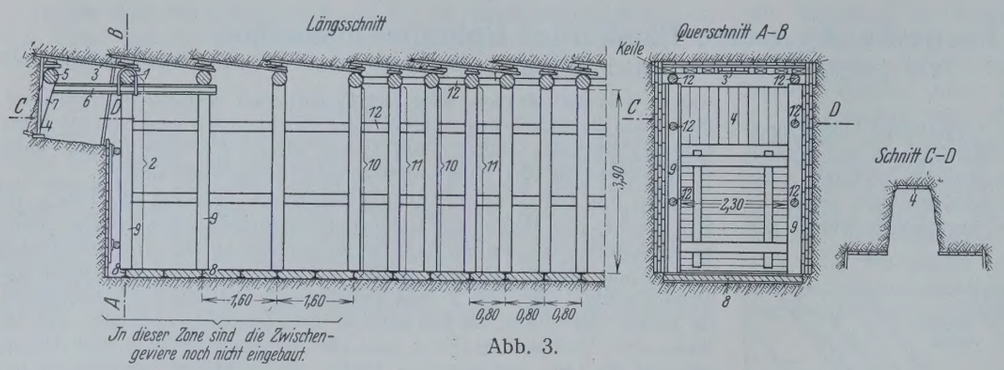


Abb. 3.

eingeschlossen, ferner nicht die Kosten der von der Reichsbahn selbst auszuführenden Arbeiten. Infolgedessen entschloß sich die Hochbahn endgültig zur Wahl der bergmännischen Bauweise im Einvernehmen mit der zuständigen Reichsbahndirektion Altona, die es begrüßte, daß ein Weg gefunden war, der die Durchführung des Baues ohne Störung des Verkehrs ermöglichte.

Nachdem dann der mindestfordernden Firma der Auftrag erteilt worden war, dem ihr Angebotentwurf für die bergmännische Bauweise zugrunde lag, wurde an die Einzeldurcharbeitung der Bauweise herangegangen. Sobald auch hierüber mit der Reichsbahndirektion Übereinstimmung erzielt war, stand der Ausführung des eigentlichen Tunnels nichts mehr im Wege.

Inzwischen hatte man auf der Südseite des Dammes bereits damit begonnen, einen Arbeitsschacht von etwa 10 × 11,50 m Grundfläche und 9,50 m Tiefe niederzutreiben.

Der Schacht wurde, der zunehmenden Tiefe folgend, sorgfältig durch schwere, wagerecht liegende Rundholzrahmen, besonders gegen den Reichsbahndamm, ausgesteift. Als man rd. 4 m tief ausgeschachtet hatte, wurde die vorgesehene Grundwassersenkungsanlage, zunächst bestehend aus zwei Rohrbrunnen, eingebaut und in Betrieb genommen, um ein vorzeitiges Aufbrechen der Sohle zu vermeiden.

Die übrige Einrichtung der Baustelle paßte sich der Lage des Arbeitsschachtes an (Abb. 1.). Es wurde eine hochliegende Elektrohängebahn angelegt, mit deren Hilfe der durch Ausbruch gelöste Boden aus dem Schacht gehoben, verfahren und abgekippt, sowie die Baustoffe in den Schacht hineingebracht wurden. Neben dem Schacht wurde ein Straßenbahngleis gelegt, auf dem die Straßenbahnmuldenkipper[1]) der Hochbahn den Boden, der mit der Elektrohängebahn angeliefert wurde, aufnahmen.

Der Arbeitsvorgang war in großen Zügen folgender (Abb. 2):

Alle Arbeiten wurden nur von dem Arbeitsschacht, also von der Südöffnung des späteren Tunnels aus, in Angriff genommen und durchgeführt.

Es wurden zunächst zwei Seitenstollen hergestellt, in deren Schutz die Tunnelseitenwände hergestellt wurden. Nachdem der Boden entfernt und ihre Verzimmerung eingebaut war, wurde im Rückwärtsarbeitsgange die Wasserdichtungsschicht und der Beton der Seitenwände eingebracht. Alsdann wurde etwa bis unter die Mitte des südlichen Bahnsteiges der Reichsbahn ein Firststollen vorgetrieben, von dessen Ende aus der Vollausbruch in einem etwa 3,50 m breiten Arbeitsringe (in der Tunnelachse gemessen) vorgenommen wurde. Nachdem darauf der erste Gewölbering gemauert war, wurde abwechselnd je ein Ring nach Norden und nach Süden vorgetrieben. Nach Fertigstellung sämtlicher Ringe, d. h., nachdem der Tunnel in seiner ganzen Länge tragfähig war, folgte der Ausbruch des stehengebliebenen Kerns und das Einbringen des Sohlengewölbes.

Die Seitenstollen erhielten ein lichtes Ausmaß von etwa 2,30 m Breite und 3,90 m Höhe, zwischen den Stempeln bezw. zwischen Kappe und Sohlenschwelle gemessen.

Als Zimmerungsart (Abb. 3) wurde die sogenannte Getriebezimmerung gewählt. Der Arbeitsvorgang im einzelnen ging folgendermaßen vor sich:

Von der Mitte der Kappe (1) des jeweils letzten Türstockes (2) aus wurde zunächst so viel Boden fortgenommen, daß die ersten Steck- oder Pfanddielen der Decke (3) eingebracht werden konnten, da der Boden zu fest war, um diese in ihrer ganzen Länge durch Hammerschläge einzutreiben. Alsdann wurde der Ausbruch sorgsam seitlich erweitert, so daß die übrigen Decken- und die obersten Seitenpfanddielen gesetzt werden konnten. Die Brust (4) und die Seitenwände wurden dabei zunächst behelfsmäßig abgesteift. Auf diese Weise wurde der Ausbruch bis auf den Boden des Stollens stückweise fortgesetzt. Hierbei wurde die neue Kappe (5) zunächst behelfsmäßig durch wagerechte Hilfslongarinen (6) (alte Eisenbahnschienen) und kurze Bruststeifen (7) in ihrer Lage gehalten, bis die Sohlenschwelle (8) und die beiden Stempel (9) gestellt waren. Diese Bauteile wurden sodann miteinander verkeilt und damit der neue Türstock zum Tragen gebracht. Mit Rücksicht auf den großen Erddruck wurden jeweils mitten zwischen die Hauptgevierte (10) Zwischengevierte (11) eingebaut. Die Kappe und der jeweils innere Stempel jedes Türstockes bestanden aus Holz, desgleichen die wagerechten Sprengbolzen (12) von Türstock zu Türstock, während die Sohlenschwellen und der jeweils außenliegende Stempel von eisernen I-Trägern gebildet wurden. Diese Maßnahme hatte ihren Grund darin, daß man diese beiden Bauglieder mit Rücksicht auf die sichere Durchführung des Baues nicht zurückgewinnen konnte und sie daher einbetonierte. Das Einbetonieren dieser Seitenstempel geschah später, das der Sohlenschwellen sofort. Auf diese Weise entstand unmittelbar hinter dem Ausbruch eine feste, von Geviert zu Geviert durchlaufende Betonsohle, die bei dem im Vergleich zu Fels weichen Boden wertvolle Dienste leistete. Die Entfernung der Gevierte voneinander betrug rd. 0,80 m, die der Hauptgevierte untereinander demnach rd. 1,60 m. Überdies erhielten die Gevierte unter den Gleisen als besondere Sicherung gegen etwa auftretende Schubkräfte Schrägsteifen (Abb. 4).

Als der westliche Stollen etwa auf ein Drittel seiner Länge vorgetrieben war, wurde der Einbau eines weiteren Rohrbrunnens an dieser Stelle notwendig, da die beiden im Arbeitsschacht befindlichen Rohrbrunnen das Grundwasser nicht weit genug absenkten. Bei dem östlichen Stollen, dessen Sohle aus mehr tonhaltigem Boden bestand, war diese Maßnahme nicht notwendig. Der Brunnen wurde vom Fernbahnsteig aus gebohrt und eingesetzt, die Saugleitung aber im Stollen verlegt und angeschlossen (Abb. 2). Auf diese Weise wurden die beiden Stollen bis unter den nördlichen Böschungsfuß des Reichsbahndammes vorgetrieben, wo sie in die inzwischen bis hierher fertiggestellte Baugrube der nördlich gelegenen Baustrecke der neuen Untergrundbahnlinie einmündeten.

Alsdann wurden die Hohlräume zwischen den Steckdielen der Außenwände mit Mörtel ausgegossen und der Raum zwischen der Wand und den Innenflanschen der eisernen Stempel mit Beton ausgefüllt. Hierdurch wurde eine ebene und glatte Fläche geschaffen, die für die Seitenwanddichtungsschicht eine brauchbare Unterlage abgab. Außerdem ist diese durchschnittlich etwa 30 cm starke Betonwand als zusätzliche, in der statischen Berechnung nicht angeführte Sicherheit der Tunnelkonstruktion gegen Erddruck anzusprechen.

Die Wasserdichtungsschicht, die aus drei Lagen Asphaltpappe mit dazwischen aufgebrachten heißen Anstrichen eines Gemisches von Asphalt und Bitumen bestand (Abb. 4), und der Beton der tragenden Tunnelwände wurden alsdann im rückwärtsschreitenden Arbeitsgang, also von Norden nach Süden, eingebracht. Auf diese Weise wurden die Seitenwände vom Widerlager des Sohlengewölbes bis zum Widerlager des Firstgewölbes fertiggestellt (Abb. 7).

Bereits vor Beendigung dieser Arbeiten war mit dem Vortrieb des Firststollens begonnen worden. Das lichte Ausmaß betrug etwa 2 m Breite und 2 m Höhe, die unter dem Fernbahnsteig zu der notwendigen Höhe von rd. 4,1 m vergrößert wurde, gemessen zwischen den Stempeln bezw. zwischen Kappe und Sohlenschwelle (s. Abb. 5 u. 6). Die Art der Verzimmerung war die gleiche wie bei den Seitenstollen. Jedoch wurde mit Rücksicht auf den tatsächlich stark auftretenden Schub der Dammböschung in dem niedrigen Teil nach seiner Fertigstellung ein kräftiger

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1927, Heft 25.

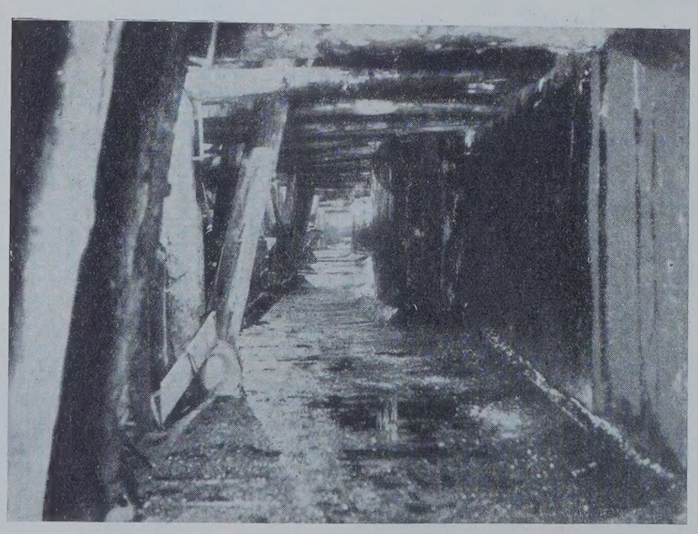


Abb. 4.

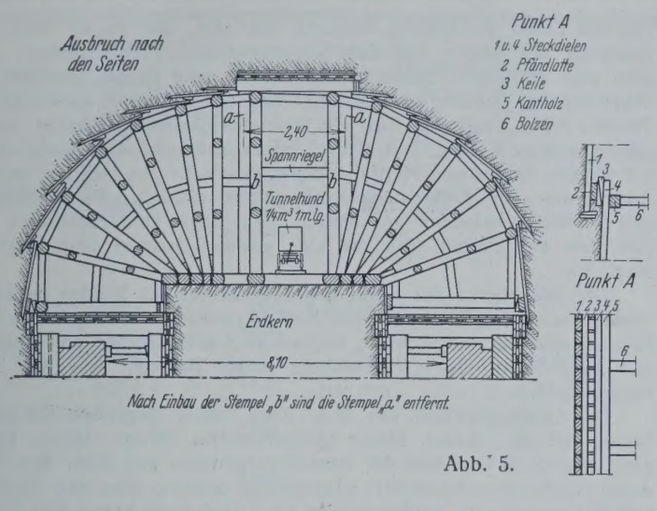
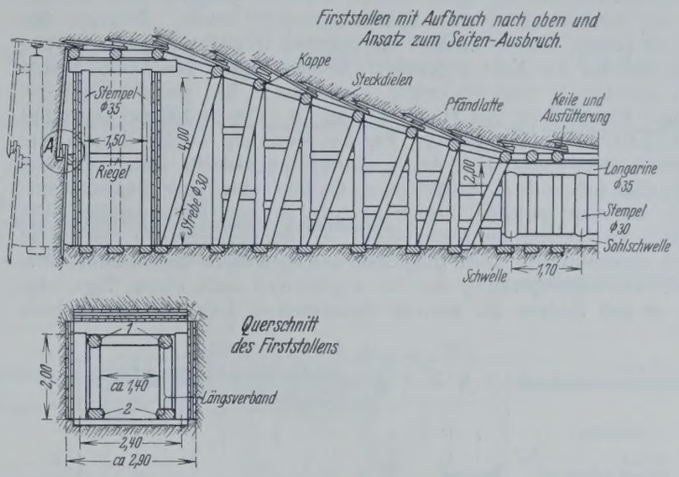


Abb. 5.



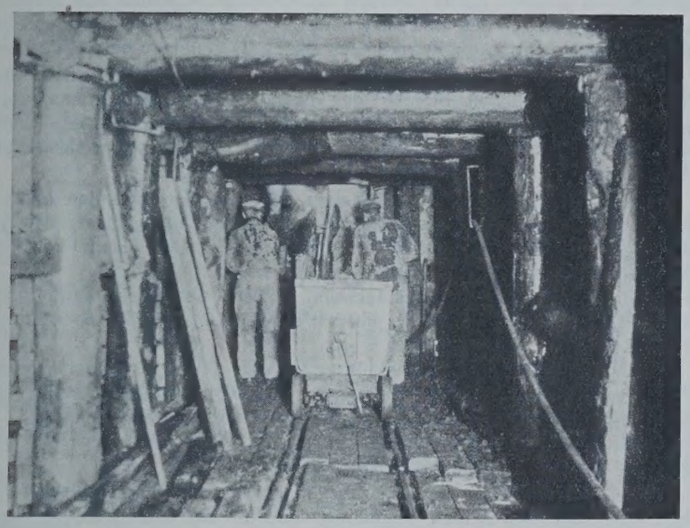


Abb. 6.

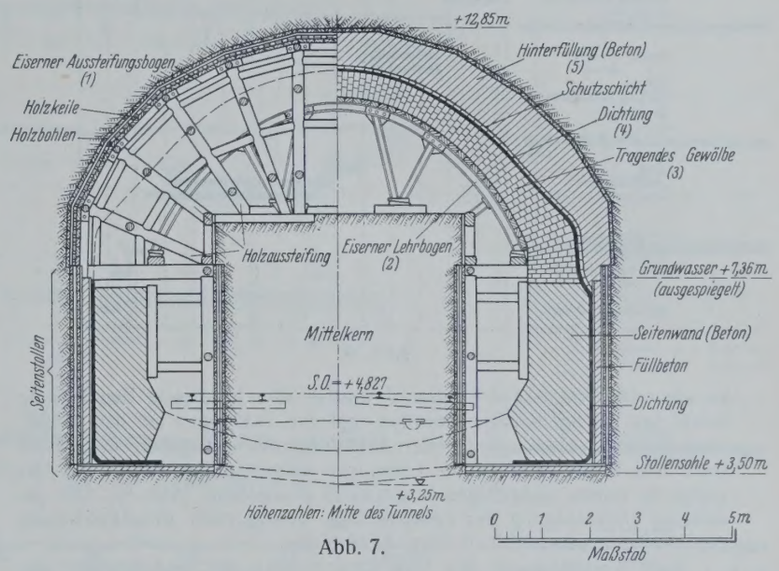


Abb. 7.

Längsverband durch zwei Longarinen (1) (unter der Decke) und zwe Längsschwellen (2) (auf der Sohle) eingebaut. Nachdem der Firststollen bis etwa unter die Mitte des Fernbahnsteiges vorgetrieben war, wurde er seitlich erweitert und anschließend der erste Ring in einer Länge von etwa 3,5 m (in der Tunnelachse gemessen) ausgebrochen und in einer Länge von 2,8 m gemauert. Nach seiner Fertigstellung wurde ein weiterer Ring an seiner Nordseite ausgebrochen, und während dieser gemauert wurde, ein südlich anschließender Ring. Dann folgte wieder während der Mauerung des letztgenannten ein nördlich anschließender usw. Die Länge dieser so hergestellten Gewölberinge (auch Zonen genannt) betrug, mit Ausnahme des ersten 2,80 m langen, größtenteils 3,50 m, in der Tunnelachse gemessen. Später bei der nördlichen Tunnelhälfte ging man bis zu 5 und 6 m.

Auch der Ausbruch des Gewölbes geschah unter dem Schutze einer Getriebezimmerung. Als Unterstützung der Deckenpfanddielen wurde ein nach einer Gewölbelinie mehrfach gebrochener, aus entsprechend zugeschnittenen I-Eisenstücken bestehender Rahmen (1) eingebaut (Abb. 7). Dieser übertrug den Erddruck durch radiale Stempel auf den festen, in der Mitte stehengebliebenen Bodenkern. Die einzelnen Stücke dieser eisernen Bogen wurden durch Laschen und Schrauben miteinander verbunden. Der gegenseitige Abstand dieser Rahmen betrug rd. 0,90 m. Die Ausmaße des Ausbruchs einschl. der Verzimmerung wurden so ge-

Abb. 8.

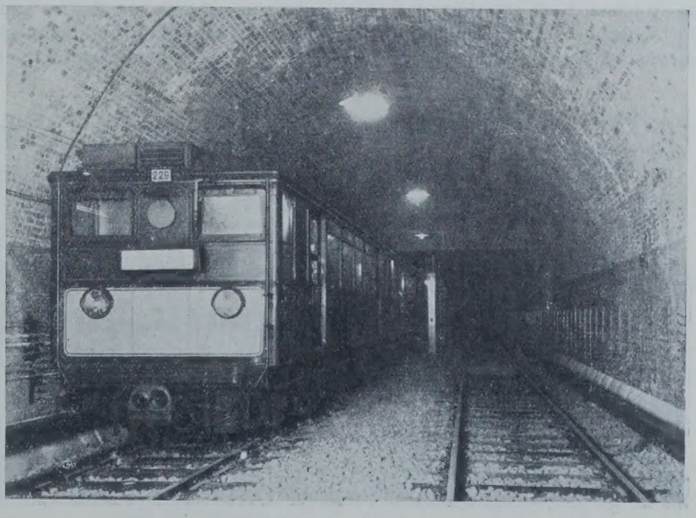


Abb. 10.

wählt, daß Raum für das später fertige Gewölbe zuzüglich einer Arbeitshöhe von durchschnittlich etwa 0,60 m geschaffen wurde. Zwischen den einzelnen Jochen wurden alsdann die eisernen Gewölbelehrbogen (2) eingebaut und auf den Kern abgestützt. Sodann begann von beiden Widerlagern gleichzeitig das stückweise Hochmauern des Gewölbes (3) mit sofortiger Dichtung (4) und Hinterpackung (5). Der Schluß des Gewölbes wurde dann vor Kopf eingefügt. Für die Mauerung wurden Klinker und Hartbrandsteine verwendet. Als Wasserdichtungsschicht erhielt das Gewölbe zunächst eine Asphaltjutelage, darüber eine Lage Asphaltpappe, jeweils mit den gleichen Anstrichen wie an den Seitenwänden. Die Hinterfüllung bestand aus Magerbeton; die übriggebliebenen Hohlräume wurden abschnittweise durch Eingießen und Einpressen von Zementmörtel gefüllt. Die Hinterpackung war im allgemeinen nach einem Tage tragfähig, so daß alsdann der nächste Radialstempel fortgenommen werden

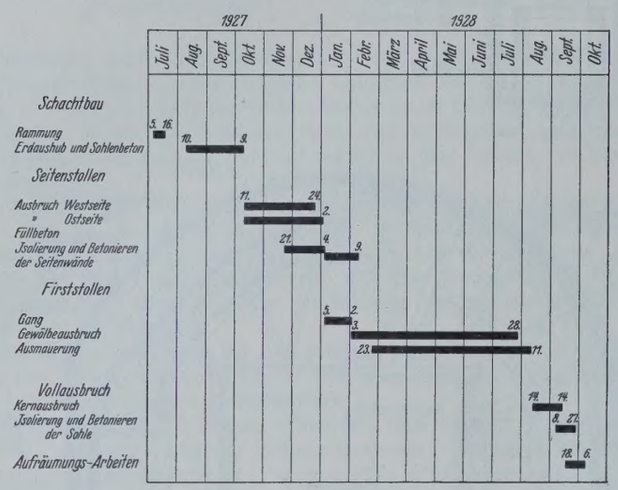


Abb. 9.

konnte. Die Kräfte des Erddrucks wurden also in diesem Bauzustande durch das frischgemauerte Gewölbe und den Lehrbogen auf den Mittelkern geleitet. Nach genügender Erhärtung des Gewölbes, d. h. nach etwa acht Tagen, wurden die Lehrbogen ausgebaut und somit das Gewölbe in seinen endgültigen Lastzustand übergeführt (Abb. 8). Die gemessene Durchbiegung der Gewölberinge betrug nach der Ausschalung im Scheitel durchschnittlich etwa 4 bis 5 mm.

Nach Fertigstellung des Gewölbes wurden die Bodenmassen des Kerns beseitigt, zugleich die Hölzer der beiden Seitenstollen entfernt. Für das Lösen des Bodens bediente man sich, ebenso wie früher beim Ausbruch der Stollen und des Sohlengewölbes, Preßluftspaten, die in dem sehr stichfesten Boden außerordentlich gute Dienste leisteten. Die Preßluftspaten wurden so angesetzt, daß der losgelöste Boden in einen Trichter rollte, unter dem sich ein laufendes Förderband befand, das den Boden großen Kübeln von 0,8 m³ Inhalt zuführte. Die Kübel standen auf kleinen Schmalspur-Plattformwagen, durch die die Behälter unter die Aufzugkatze der Elektrohängebahn gerollt wurden. Die Verwendung von Preßluftwerkzeugen im Stollen und beim Gewölbevortrieb hatte außerdem den Vorteil, daß die Luft ständig erneuert und daher stets frisch war.

Der Beseitigung des Kerns folgte wiederum von Norden nach Süden vorschreitend das Einbringen des Sohlengewölbes, bestehend aus Unterbeton, Asphaltdichtungsschicht, tragendem Sohlengewölbe und Auffüllung aus Magerbeton. Nach Beendigung dieser Arbeiten war der Tunnel fertiggestellt.

Das Gesamtsackmaß des über dem Tunnel liegenden Bahnkörpers betrug auf der ganzen Fläche gleichbleibend 39 cm. Dieses Maß ist ganz allmählich im Laufe der Bauzeit eingetreten und unter den Gleisen durch regelmäßige Stopfarbeit ausgeglichen worden, ohne daß der Reichsbahnbetrieb dadurch gestört worden ist. Auch sonst haben sich keinerlei störende Folgen für den Reichsbahnbetrieb gezeigt, so daß man auch in dieser Hinsicht die Durchführung des Baues als gelungen bezeichnen darf.

Nach seiner Fertigstellung wurde der Tunnel an die inzwischen fertiggebaute nördliche Strecke der neuen Untergrundbahnlinie angeschlossen (Abb. 10); alsdann fügte man in dem früheren Arbeitsschacht das fehlende Tunnelstück ein, unter sorgfältiger Beseitigung der bisherigen Absteifungen und der Grundwassersenkungsanlage.

Bauzeiten. Die Bauzeiten gehen aus dem Bauzeitenplan (Abb. 9) hervor. Danach hat der gesamte Bau 15 Monate beansprucht, der Bau des eigentlichen Tunnels selbst 12 Monate, d. h., da der Tunnel rd. 60 m lang ist, durchschnittlich 5 Arbeitstage/lfd. m.

Die Kosten des Bauwerks (einschl. Schacht- und Gleisunterhaltungsarbeiten) belaufen sich auf rd. 450 000 R.-M., d. h. rd. 7500 R.-M./lfd. m Tunnel.

Die Arbeiten wurden ausgeführt von der Firma Philipp Holzmann A.-G., Zweigniederlassung Hamburg, als Generalunternehmerin, die Dichtungsarbeiten durch die Firma Ruberoidwerke A.-G., Hamburg.

Die Hamburger Hochbahn A.-G. hat von dem Bau einen Film hergestellt, der alle einzelnen Bauvorgänge zeigt.

Prof. Frevert von der Technischen Hochschule Berlin, bislang der Reichsbahndirektion Altona angehörig, hat für die Bauausführung wertvolle Ratschläge gegeben und die Verhandlungen zwischen der Reichsbahndirektion Altona und der Hamburger Hochbahn A.-G. erfolgreich unterstützt.

Zum Abbruch der alten Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Duisburg-Hochfeld.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnrat **Reinhardt**, Rheinhausen.

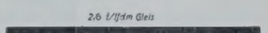
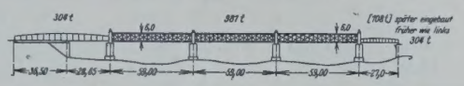
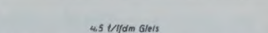
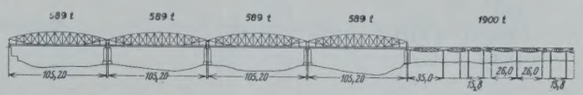
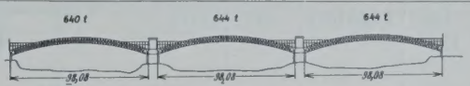
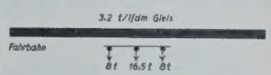
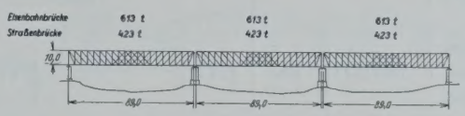
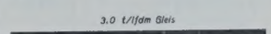
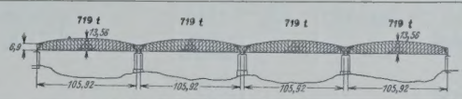
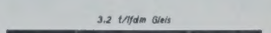
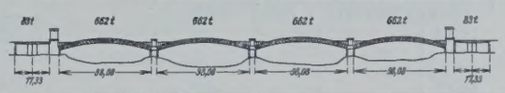
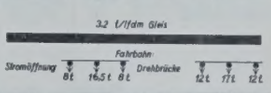
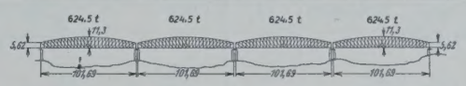
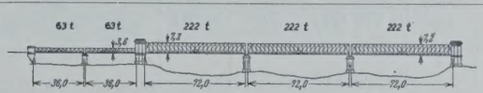
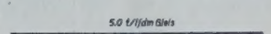
Die Vorbereitungen für den Abbruch der alten Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Duisburg-Hochfeld sind zurzeit im Gange, nachdem im Oktober 1927 der Betrieb auf die neu errichtete Brücke umgelegt worden ist. Mit der alten Brücke verschwindet eine der ältesten Eisenbahnbrücken über den Rhein. Die Kölner Dombrücke — als erste Rheinbrücke erbaut 1855 bis 1859 — mußte 1910, die alte Mainzer und die Düsseldorf-Hammer Eisenbahnbrücken mußten 1912 Neubauten Platz machen. Die Pfaffendorfer Brücke bei Koblenz dient seit Jahren als Straßenbrücke, so daß von den vor der Hochfelder erbauten Eisenbahnbrücken nur noch die Kehler und Ludwigshafener im Betrieb sind; der letzteren Tage sind auch bereits gezählt.

Die alte Hochfelder Brücke[1]) (Abb. 1) ist eine Glanzleistung der Brückenbaukunst der siebziger Jahre des vorigen Jahrhunderts. Dieser Umstand und das Fehlen einer eingehenden Schrift über die Brücke dürften ein kurzes Eingehen auf ihren Bau in diesem Augenblick rechtfertigen.

Als Ersatz für eine Eisenbahnfähre wurde die Brücke in den Jahren 1871 bis 1873 errichtet. Die Fähre war mit einem Aufwande von

[1]) Literatur: Jahresberichte der Rheinischen Bahngesellschaft 1872/74. Leipziger Illustr. Zeitung Nr. 1637 v. 24. 7. 1875. — S. auch die Tabelle der eisernen Rheinbrücken auf S. 245 u. f.

Abb. 1.

Ort und Name der Brücke	Strom-km von Basel bezw. preuß. Grenze	E = Eisenbahn-, S = Straßenbrücke	Baujahr	Gesamtkosten für Eisen R.-M.	Kosten je t R.-M.	Gesamtgewicht t	Skizze der Eisenkonstruktion	Lastenzug
Köln, Dombrücke abgebrochen	186,4	S	1855 bis 1859	1 410 000	735	1918		Probebelastung: 3,0 t/lfdm Brücke
Köln, Dombrücke abgebrochen	186,4	E	1855 bis 1859	2 253 000	735	3065		
Kehl	127,0	E	1858 bis 1861	1 001 070	630	1589 ohne Geländer u. Portale		
Mainz abgebrochen	329,48	E	1860 bis 1862 1870 bis 1871	2 371 000	557	4256		
Pfaffendorf (Koblenz) jetzt Straßenbrücke	88,7	E	1862 bis 1864	870 000	450 ohne Gerüst	1928		
Ludwigshafen	258,0	E	1865 bis 1868	850 000	462	1840		
Ludwigshafen	258,0	S	1865 bis 1868	587 000	462	1270		Hauptträger mit Fußweg 1,3 t/m „ ohne „ 0,8 t/m Fahrbahn 1,5 t/m²
Düsseldorf-Hamm König-Wilhelm-Brücke abgebrochen	236,2	E	1868 bis 1870	1 329 000	462	2876		
Duisburg-Hochfeld abgebrochen	272,5	E	1871 bis 1873			2814		
Wesel abgebrochen	313,2	E	1871 bis 1874	1 499 000	600	2498		
Hüningen südliches Gleis	4,7	E	1875 bis 1878	273 775	346	792		

310 000 Talern angelegt und am 1. September 1866 in Betrieb genommen worden. Sie förderte auf vier Fahrstraßen mittels fünf Ponten (eine als Reserve) im Jahre 1873 350 744 Wagen und 286 Lokomotiven, wobei die größte Tagesleistung innerhalb 24 Stunden 1467 Wagen betrug. Bei dem Bericht über diese verhältnismäßig gute Leistung wird aber besonders hervorgehoben, daß der Betrieb der Fähranstalten (Bonn-Obercassel, Rheinhausen-Hochfeld und Griethausen-Welle) im Jahre 1873 keine Störung erlitt, da weder Eisgang noch Hochwasser vorgekommen ist. Daß gerade zu der Zeit, wo der Kohlentransport am lebhaftesten ist, unter Umständen die Fähre außer Betrieb gesetzt werden mußte, war neben dem stetigen Wachsen der Förderung der Ruhrkohle ausschlaggebend für den Entschluß, schon so bald nach Inbetriebnahme der Fähre eine feste Brücke zu errichten.

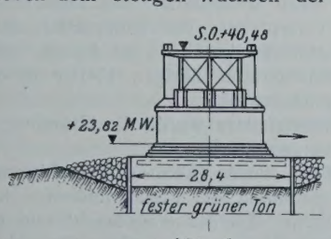
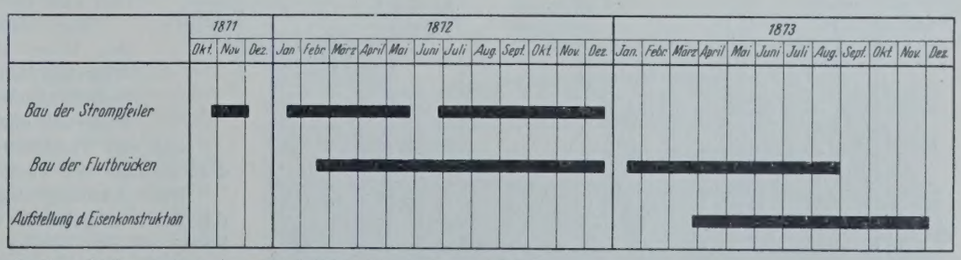


Abb. 2.

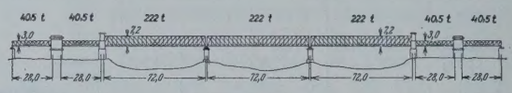
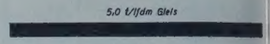
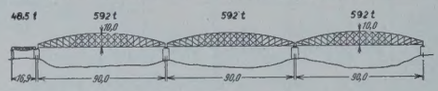
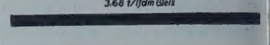
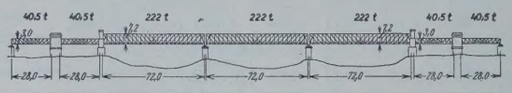
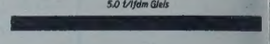
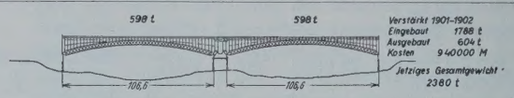
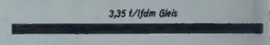
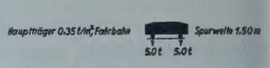
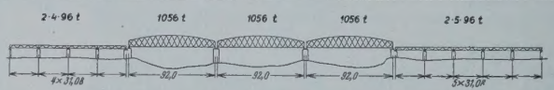
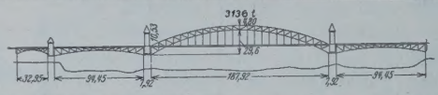
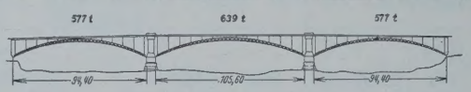
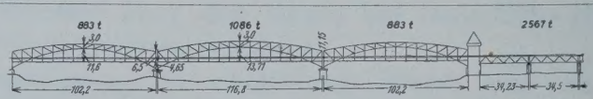
Die Gestalt der Brücke ist aus Abb. 1 u. 2[2]) ersichtlich. Sie ist zweigleisig und hat auf beiden Seiten je einen Fußgängersteg von 1 m Breite. Die Stromöffnungen haben 96,67 m l. Weite und 98,08 m Stützweite, etwa das gleiche Maß wie alle Rheinbrücken bis in die 90er Jahre. Für die Festlegung dieser Öffnung waren die Rheinflöße maßgebend, die in Mannheim in einer Breite von etwa 70 m zusammengestellt wurden und eine Durch-

[2]) Aus „Die neue Eisenbahnbrücke bei Duisburg-Hochfeld" von Reichsbahnrat Tils. „Die Bautechnik" 1926, Heft 11.



Bemerkung: Erteilung der Konzession mittels allerhöchster Kabinetsorder vom 29. Juli 1871
Erster Spatenstich 29. Juli 1871
Probebelastung 4. Dezember 1873
Landespolizeiliche Abnahme 23. Dez. 1873
Eröffnung für den Güterverkehr 24. Dezember 1873
„ „ „ Personenverkehr 1. Februar 1874

Abb. 3. Bauplan.

Ort und Name der Brücke	Strom-km von Basel bezw. preuß. Grenze	E = Eisenbahn-, S = Straßenbrücke	Baujahr	Gesamtkosten für Eisen R.-M.	Kosten je t R.-M.	Gesamtgewicht t	Skizze der Eisenkonstruktion	Lastenzug
Alt-Breisach	58,4	E	1875 bis 1877	287 545	347	828		
Germersheim	217,5	E	1875 bis 1876	746 000	409	1824		
Neuenburg nördliches Gleis	32,3	E	1876 bis 1878	305 053	368	828		
Horchheim (Koblenz)	86,4	E	1876 bis 1879	470 000	394	1196		
Mainz	331,47	S	1882 bis 1885	1 165 000	332	3511		
Roppenheim	169,1	E	1893 bis 1894	1 296 000	265	4896		
Kehl	127,0	S	1896 bis 1898	704 000	260	2713		2,8 t/lfdm für Straßenbahn und 20-t-Wagen, 0,5 t/m² Menschengedräng
Bonn	152,9	S	1896 bis 1898	960 000	306	3136 ohne Geländer		Hauptträger 0,4 t/m² einschl. Gehwege
Düsseldorf	242,8	S	1896 bis 1899	1 840 000	369	4990		Hauptträger: 2,98 t/lfdm Fahrbahn: 1 Wagen je 20 t und 2 je 10 t umgeben von 0,4 t/m² Menschengedränge Fußweg: 0,56 t/m²
Worms, Ernst-Ludwigs-Brücke	276,3	S	1897 bis 1900	586 800	327	1793		Hauptträger: 0,4 t/m² in voller Brückenbreite Fahrbahn: 2 nebeneinander fahrend 12-t-Wagen, umgeben von Menschengedränge. Fußweg: 0,56 t/m²
Worms	278,5	E	1898 bis 1900	1 777 000	328	5419		

16 Öffnungen je 34,50 m

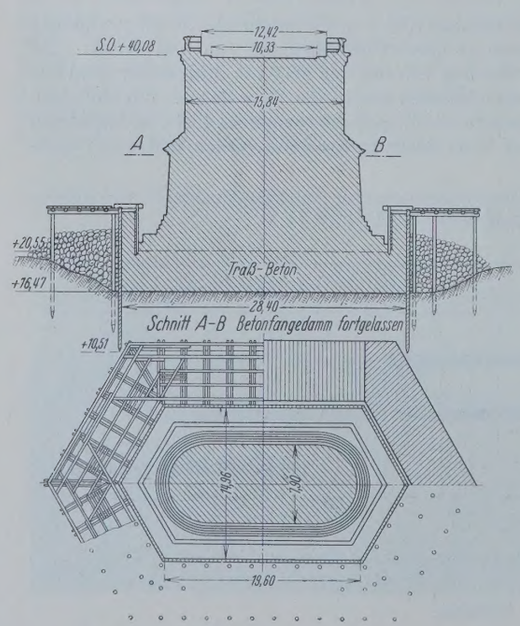


Abb. 4. Strompfeiler.

fahrt von 90 m Weite erforderten. Auf beiden Seiten schließen sich je eine Drehbrücke an — aus militärischen Gründen —, linksrheinisch eine massive Flutbrücke von 16 Öffnungen von je 15,69 m Weite und rechtsrheinisch eine Flutbrücke von sechs Öffnungen gleicher Weite. Die Strombrücke hat eine Länge von 434 m, die Gesamtlänge der Brücke beträgt 934 m.

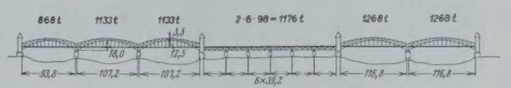
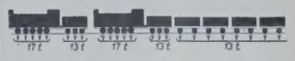
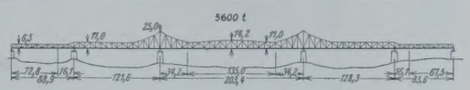
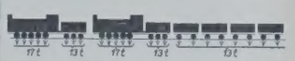
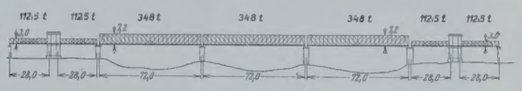
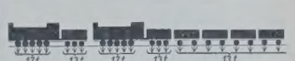
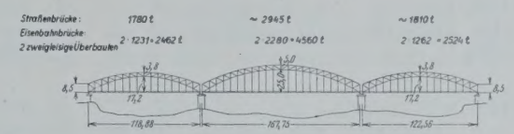
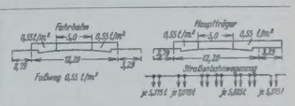
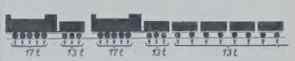
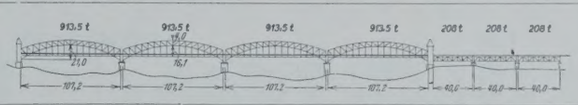
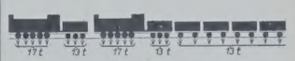
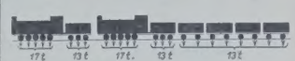
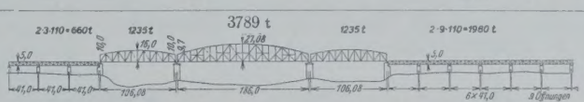
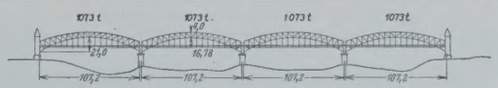
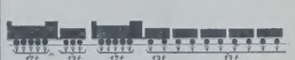
Wie aus dem Arbeitsplan (Abb. 3) hervorgeht, hat der gesamte Bau nur etwas mehr als zwei Jahre gedauert, bei dem Umfange der Arbeiten: 12 000 m³ Beton, 40 000 m³ Bruch- und Werkstein-, 16 000 m³ Ziegelmauerwerk und 2814 t Eisen ist dies eine recht beachtliche Leistung.

Die Gründung der drei Strompfeiler, der unmittelbar an den Ufern stehenden Turmpfeiler, der Drehpfeiler und der Widerlagspfeiler der Flutbrücke geschah mit Beton zwischen Spundwänden, die Gründung aller übrigen Pfeiler in offener Baugrube mit Bruchsteinmauerwerk.

Bei den Turmpfeilern und Strompfeilern wurde die Gründung unter dem Schutze von Fangedämmen vorgenommen.

Nach Ausbaggerung der Baugrube wurde (Abb. 4) die Pfahlwand und das diese umgebende Baugerüst gerammt, der Fundamentbeton in 4 m Stärke als Schüttbeton mittels eiserner Trichter eingebracht und gleichzeitig ringsherum zwischen den Gerüstpfählen eine kräftige Steinschüttung hergestellt.

Auf dem Betonfundament wurde ein Betonfangedamm errichtet, dessen äußere Wand die vorher erwähnte Pfahlwand und dessen innere Wand eine neu gesetzte Bohlenwand bildete. Zwischen diese beiden Wände

Ort und Name der Brücke	Strom-km von Basel bezw. preuß. Grenze	E = Eisenbahn-, S = Straßenbrücke	Baujahr	Gesamtkosten für Eisen R.-M.	Kosten je t R.-M.	Gesamtgewicht t	Skizze der Eisenkonstruktion	Lastenzug
inz, Kaiserbrücke	333,9	E	1901 bis 1904	2 100 000	307	6846		
hrort-Homberg	278,7	S	1904 bis 1907	1 930 000	345	5600		Hauptträger: 0,4 t/m² auf Fahrbahn und Fußweg Fahrbahn: Wagenzug Achsabstand 3,0 m, Achslast 13 t, Normalspur Gehwege: 0,5 t/m²
iningen nördliches Gleis	4,7	E	1905 bis 1906	444 000	322	1378		
uenburg südliches Gleis	32,3	E	1905 bis 1906	482 000	323	1494		
öln, Südbrücke	183,7	E	1908 bis 1910	2 050 000	390	5255		
öln, Hohenzollern-brücke	186,4	S	1908 bis 1910	2 692 000	412	6535		
öln, Hohenzollern-brücke	186,4	E	1908 bis 1910	3 950 000	412	9546		
üsseldorf-Hamm Personenzug-brücke	236,15	E	1909 bis 1911	963 000	225	4278		
ainz	329,4	E	1910 bis 1912	1 666 000	333	5002		
uisburg-Ruhrort Baerl Haus-Knipp-Brücke	283,0	E	1910 bis 1912	525 000 1 530 000	198,5 245	2645 [1] 6259		
üsseldorf-Hamm Güterzugbrücke	236,2	E	1911 bis 1912	1 073 000	250	4292		

[1]) Die oberen Zahlen beziehen sich auf die Überbauten der Flutbrücke, die unteren auf die Stromüberbauten.

wurde der Beton durch kleine Versenkungskasten eingebracht. Beim Auspumpen zeigten sich mehr oder weniger Undichtigkeiten, ohne daß jedoch das Wasserhalten größere Schwierigkeiten verursacht hätte. Beim letzten Strompfeiler wurde daher auch dieser Beton mit Trichter geschüttet. Der so hergestellte Fangedamm erwies sich als vollkommen dicht, so daß die Dampfpumpe nach erstmaliger Trockenlegung der Baugrube ausgebaut werden konnte, ein Zeichen, daß man bei sorgfältiger und sachgemäßer Schüttung mit Trichter einen einwandfreien Beton herstellen kann.

Das Aufgehende der Pfeiler ist Bruchsteinmauerwerk mit Traßmörtel. Die Pfeiler und die massiven Bogen der Flutbrücken sind in Ziegelsteinmauerwerk hergestellt.

Die Ausrüstung der Baustelle war auf einer für die damalige Zeit erstaunlichen Höhe. An Maschinen wurden unter anderen verwendet: zwei große Dampfbagger zum Vorbaggern der Baugruben, ein Handbagger zu deren Nachbaggern, vier Dampframmen, von denen zwei später bei den Wölbungsarbeiten der Flutbrücke zum Heben der Materialien benutzt wurden, indem sie mit geringen Kosten in Dampfaufzüge umgebaut wurden, vier Dampfkrane, 14 Laufkrane mit Handwinden auf den festen Gerüsten, eine durch Lokomobile getriebene Betonmischtrommel, zwei eiserne Betontrichter mit drei Laufbühnen, sechs durch Pferde getriebene Mörtelmühlen, zwei durch Lokomobilen getriebene Zentrifugalpumpen zum Auspumpen der Baugruben, drei desgl. Kolbenpumpen, drei Dampfschiffe, 50 Schiffsgefäße, zwei Lokomotiven mit 32 Eisenbahnwagen. Mit dieser guten Ausrüstung der Baustelle war es möglich, die Arbeiten an den Strompfeilern in 14 Monaten durchzuführen, wobei noch Hochwasser und Eisgang eine längere Unterbrechung brachten und das in die Baugrube des einen Strompfeilers eingebrochene Hochwasser beträchtliche Mehrarbeit verursachte. Auch muß man hier die Schwierigkeiten berücksichtigen, die die sehr umfangreichen Zimmerarbeiten verursachten, da zur Ersparnis dieselben Rüstungen bei zwei oder drei Pfeilern Verwendung

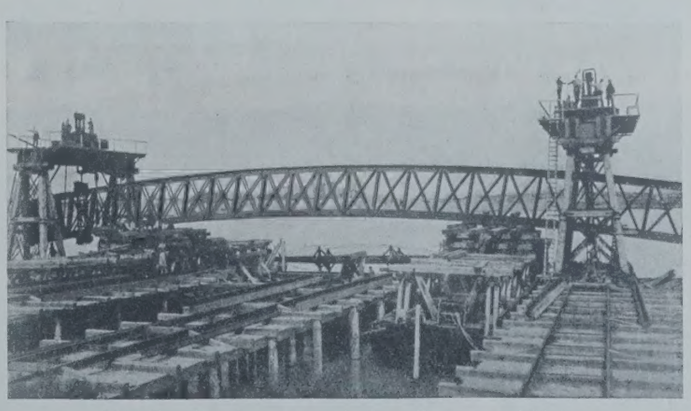
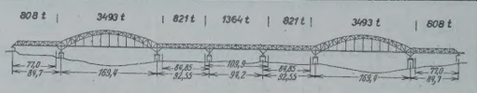
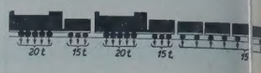
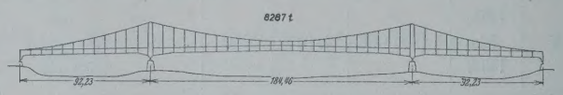
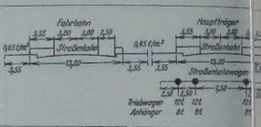
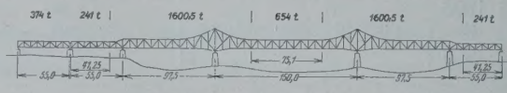
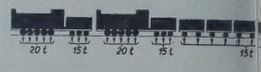
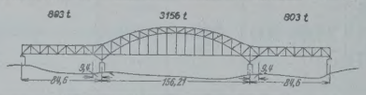
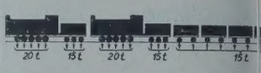
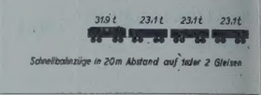
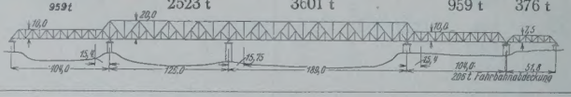
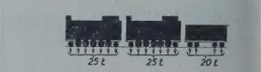
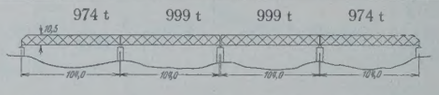
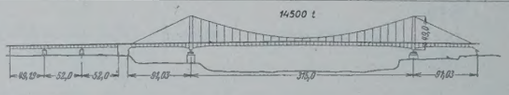
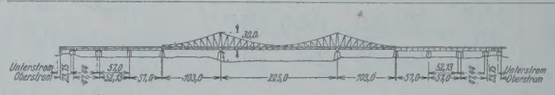
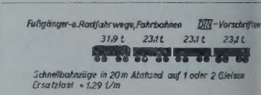


Abb. 5. Absetzen eines halben Bogens auf Kähne zum Einschwimmen.

Ort und Name der Brücke	Strom-km von Basel bezw. preuß. Grenze	E = Eisenbahn-, S = Straßenbrücke	Baujahr	Gesamtkosten für Eisen R.-M.	Kosten je t R.-M.	Gesamtgewicht t	Skizze der Eisenkonstruktion	Lastenzug
Rüdesheim, Hindenburg-Brücke	23,8	E	1913 bis 1915	3 505 000	302	11608		
Köln, Hängebrücke	185,95	S	1913 bis 1915	3 696 200	446	8287		
Wesel-Büderich	311,85	S	1914 bis 1917	1 555 000	330	4711		Hauptträger: 4,1 t/lfdm
Engers-Neuwied Kronprinz-Wilhelm-Brücke	100,1	E	1916 bis 1918	2 821 000	417	6770		
Remagen, Ludendorff-Brücke	130,28	E	1916 bis 1918	2 143 000	450	4762		
Düsseldorf	242,8	S	1925 bis 1926	2 700 000	527	5125		
Duisburg-Hochfeld	273,53	E	1925 bis 1927	3 950 000	469	8418		
Wesel	313,2	E	1926 bis 1927	2 150 000	545	3946		
Köln-Mülheim		S	1927 bis	8 400 000	579	14500		
Düsseldorf-Neuß		S	1927 bis 1929			12500		

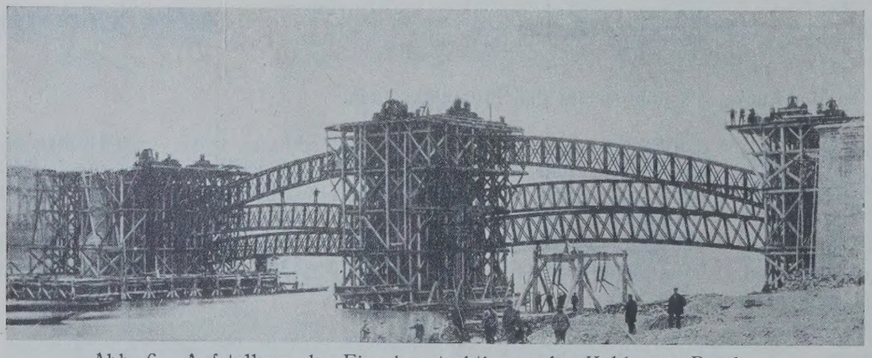


Abb. 6. Aufstellung der Eisenkonstruktionen der Koblenzer Brücke.

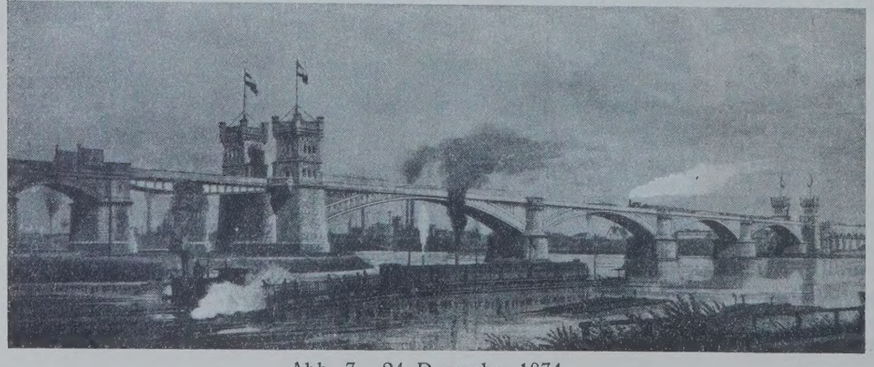


Abb. 7. 24. Dezember 1874.

finden mußten. Die Zeit zum Umbau dieser Rüstungen war nur kurz, da die Maurerarbeiten keine Unterbrechung erfahren durften.

Die Eisenkonstruktion jeder Öffnung besteht aus drei Zweigelenkbogen, zwei äußeren und einem mittleren. Die Bogen durchschneiden die Fahrbahn, die Gleisachsenentfernung ist daher auf 5,07 m vergrößert. Die äußeren Bogen tragen auf Konsolen je einen Fußsteg von 1 m Breite. Die Gurtungen sind parallel, die Füllungstäbe stehen senkrecht und diagonal. Das Material ist Schweißeisen, für die Lager Gußeisen, für die Keile und Rollen Schmiedeisen. Der Entwurf und die Durchbildung der Eisenkonstruktion entsprechen genau der im Jahre 1862 bis 1864 erbauten Pfaffendorfer Rheinbrücke bei Koblenz, die, unter der Leitung von Hartwich, Hermann Sternberg entworfen hat. Die ausführliche Darstellung des Koblenzer Brückenbaues durch den Baudirigenten der Rheinischen Eisenbahngesellschaft, Geheimen Oberbaurat Emil Hartwich, mag vielleicht ein Grund gewesen sein, den Bau der Rheinhauser Brücke in der technischen Literatur nicht mehr zu behandeln.

Die Lieferung und Aufstellung der Eisenkonstruktion wurden durch Vertrag vom 21. März 1872 „den Herren Jacobi, Haniel und Huyssen“ (der Gutehoffnungshütte in Sterkrade) übertragen. Der Zusammenbau der Bogen geschah auf Zulage an Ort und Stelle unmittelbar unterhalb der Baustelle am linken Ufer. Die vorbereitenden Arbeiten wurden auf dem Werk erledigt. Auf der Zulage wurden die Bogen zusammengelegt und mit Ausnahme eines Mittelstückes im Scheitel vernietet. Jede Hälfte in

einem Gewicht bis 120 t wurde auf ein im Strom gebautes Gerüst geschoben (Abb. 5), hier mittels zweier Krane hochgerichtet, auf zwei besonders ausgerüstete, miteinander verbundene Schiffe abgesetzt und in die betreffende Öffnung eingefahren. An den Pfeilern und in der Mitte jeder Öffnung (Abbild. 6) waren Rüstungen aufgestellt, auf die nacheinander die sechs Bogenhälften abgesetzt wurden. Nach Vervollständigung der Mittelrüstung wurden die Bogenhälften durch Schrauben und Druckwasserpressen gehoben. Am Schluß wurden die Scheitelstücke der Temperatur entsprechend eingepaßt und vernietet. Abb. 6 stellt die Montage der Koblenzer Brücke durch die Gesellschaft Harkort dar, da ein entsprechendes Bild vom Bau der Hochfelder Brücke nicht mehr aufzufinden ist.

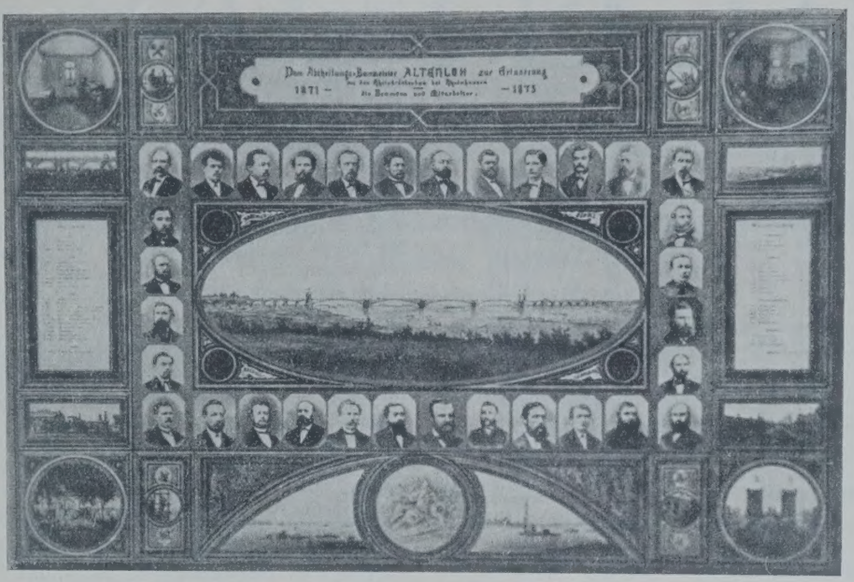


Abb. 8. Erinnerungsblatt an die Fertigstellung des Baues.

Nachdem die drei Bogen einer Öffnung zusammengesetzt und vernietet waren, wurde das Gerüst umgesetzt. Die übrigen Konstruktionsteile wurden mit Hilfe einer leichten, in die Bogenträger eingebauten Rüstung aufgestellt.

Am 5. März 1873 wurde der erste Niet auf Zulage geschlagen, am 27. November gleichen Jahres der letzte, so daß am 24. Dezember 1873 der Güterzugbetrieb über die Brücke eröffnet werden konnte: Der Bau war in rund zwei Jahren ohne Unfall unter Leitung des Abteilungsbaumeisters Altenloh durchgeführt worden (Abb. 7 u. 8).[3])

Die Tatsache, daß bereits sechs alte Rheinbrükken abgebrochen sind, denen bald zwei weitere folgen werden, dürfte es rechtfertigen, eine kurze zusammenfassende Übersicht zu geben von den bisherigen Rhein-Brückenbauten. In Erweiterung der von Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. Tils in seinem genannten Aufsatze veröffentlichten Tabelle sind in vorstehenden Übersichten alle Rheinbrücken von Basel bis Wesel mit kurzen Bemerkungen über Baujahr, Gewicht, Belastung usw. zusammengestellt.

Wünschenswert wäre, daß ähnliche Zusammenstellungen auch über die Brückenbauten anderer deutscher Ströme gemacht würden, damit der Väter Werke wenigstens in Wort und Bild erhalten bleiben.

[3]) Abb. 8 ist der Leipziger Illustr. Zeitung Nr. 1637 vom 24. 7. 1874 entnommen.

Vermischtes.

Preisaufgabe der Akademie des Bauwesens in Berlin aus dem Gebiete des Eisenbetonbaues.

„Der Eisenbetonbau kann in der Konstruktion und Formgebung noch vervollkommnet werden.

Es ist zu untersuchen, wie eine Vervollkommnung zu erreichen ist, insbesondere auch, ob sie durch erweiterte Anwendung von Schalen und Platten aus Eisenbeton und ob sie durch den Zusammenbau fabrikmäßig hergestellter Eisenbetonbauteile zu erzielen ist. Die Bearbeitung kann sich auf eins oder mehrere dieser Teilgebiete erstrecken. Die bisherigen Verwendungsarten und die Entwicklungsmöglichkeiten sind in Theorie und Praxis darzustellen."

Die Abhandlung ist in deutlicher Handschrift oder Maschinenschrift auf DIN-Format A 4 mit Rand zu liefern. Die nötigen Abbildungen (Handzeichnungen, Umdruckzeichnungen, aufgeklebte Ausschnitte aus Druckwerken, aufgezogene Pausen, Photographien usw.) sind, soweit sie nicht in den Text eingefügt werden, in handlicher Form in einer Mappe vorzulegen und mit Nummern zu versehen, auf die im Texte hinzuweisen ist. Durch einen Quellennachweis ist darzulegen, woher die Angaben der Arbeit und die Zeichnungen entnommen sind.

Zur Bewerbung werden Architekten und Ingenieure, die Angehörige des Deutschen Reiches, des Saargebiets oder des Freistaates Danzig sind, zugelassen.

Die Abhandlungen sind mit einem Kennwort zu versehen und nebst einem durch das gewählte Kennwort bezeichneten verschlossenen Umschlag, der den Namen und die Wohnung des Verfassers enthält, bis zum 15. Januar 1930, 14 Uhr, bei der Geschäftsstelle der Akademie des Bauwesens (Berlin C 2, Am Festungsgraben 1) einzureichen oder an diesem Tage bei der Post aufzugeben.

Das Preisgericht wird durch die Akademie des Bauwesens berufen. Von den als preiswürdig anerkannten Arbeiten wird die beste mit einem Preise von 6000 R.-M., die zweitbeste mit einem Preise von 3000 R.-M. ausgezeichnet. Eine etwaige andere Verteilung der Preise bedarf der Einstimmigkeit des Preisgerichts.

Die preisgekrönten Arbeiten gehen in das Eigentum der Akademie über. Das Ergebnis des Preisausschreibens wird in der Festsitzung der Akademie des Bauwesens anläßlich ihres 50jährigen Bestehens am 7. Mai 1930 öffentlich verkündet und in Fach- und Tageszeitungen bekanntgemacht. Die nicht mit einem Preise bedachten Arbeiten sind 14 Tage nach der Veröffentlichung des Ergebnisses von der bezeichneten Geschäftsstelle unter Vorzeigung eines Lichtbildausweises persönlich abzuholen. Andernfalls werden sie nach Öffnung der Briefumschläge den Verfassern auf eigene Gefahr kostenpflichtig durch die Post zurückgesandt. Die Veröffentlichung des Preisrichtergutachtens behält sich die Akademie vor.

Berlin, den 22. März 1929.

Akademie des Bauwesens.
Geyer.

Kai für Zementverladung aus Eisenbeton in Northfleet, London. Die Bevans-Werke der „Associated Portland Cements Manufacturers, Ltd." liegen sehr günstig an dem schiffbaren Ufer der Themse, gegenüber den Tilbury-Docks. Diese bevorzugte Lage, die für die Verladung des Zements in Schiffe große Vorteile hat, führte zu einer bedeutenden Vergrößerung der genannten Werke auf eine jährliche Erzeugung von 500 000 t. Die weitere Folge war, daß auch die Umschlag- und Verladeanlagen entsprechend ausgebaut wurden. Über die letzteren Arbeiten wird in „Concrete and Constructional Engineering" 1929, Nr. 1, berichtet.

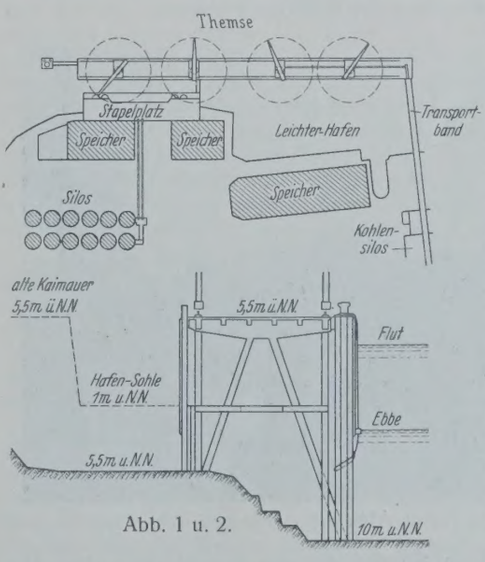


Abb. 1 u. 2.

An dem Verladeplatz ist eine Wassertiefe von 7,9 m vorhanden, so daß Schiffe von 10 000 bis 12 000 t Größe anlegen können. Ein weiterer Vorzug der neuen Anlage ist, daß die alten vorhandenen Kaimauern keinen Umbau erforderten und daß die Verladekrane die Lasten unmittelbar von dem Stapelplatz in die Schiffe bringen können (Abb. 1 u. 2). Es ergab sich ferner zwischen dem neuen Kai und den alten Kaimauern noch ein für Leichter geeigneter Hafen, wodurch die Umschlagsmöglichkeit weiter verbessert wurde. Schließlich wurde noch eine Kohlenentladeanlage mit einer Leistungsfähigkeit von 150 t/h gebaut, die über ein am Ostende der Kaibrücke angeordnetes Förderband in die Kohlenbunker des Zementwerkes entlud.

Das Flußbett bestand an der Baustelle zumeist aus festem Kalk, von dem 4000 m³ zur Herstellung der erforderlichen Wassertiefe ausgebaggert wurden. Der Baggerboden wurde in der Längsrichtung des neuen Kais treppenförmig abgelagert, um für die Rammpfähle ein ebenes Bett vorzubereiten.

Die Gesamtlänge der Kaibrücke ist 185 m bei einer Breite von 12,5 m. Sie wird von Eisenbetonböcken in 6 m Abstand getragen. Jeder Bock besteht aus 6 Pfählen von 46 × 46 cm² Querschnitt. Die Anordnung der Pfähle geht aus Abb. 3 hervor. Insgesamt sind 31 Eisenbetonböcke vor-

handen. Jeder besteht aus zwei unter den Kranbahnschienen angeordneten senkrechten Pfählen und vier Schrägpfählen, die paarweise beiderseits der senkrechten Pfähle verlaufen. Ihre Spitzen treffen in der Längsachse der Kaibrücke zusammen. Alle Pfähle eines Bockes sind dicht über NW durch einen nach dem Rammen der Pfähle betonierten Balken zusammengefaßt.

Die Brückenbahn besteht aus einer 18 cm starken Eisenbetonplatte, die sich über in 1,8 m Abstand angeordneten Längsträgern spannt. Die Bewehrung der Platte besteht aus Rundeisen 12 mm ⌀ in 15 cm Abstand. Vor der Brücke sind Reibepfähle eingerammt, von denen jeder aus 3 Holzpfählen von 35 cm ⌀ besteht.

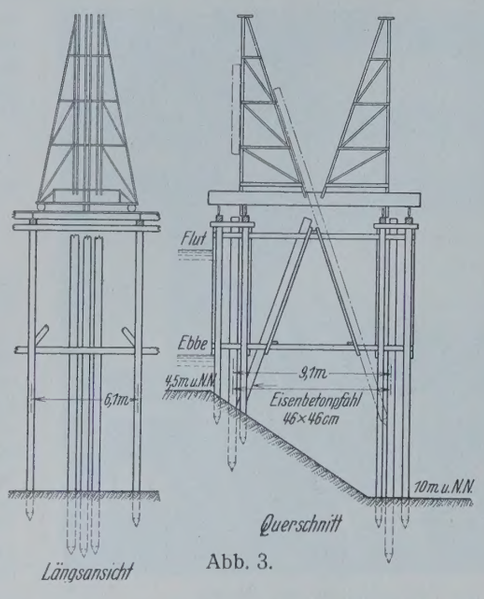


Abb. 3.

Die Pfähle haben eine Bewehrung von 4 R.-E. 38 mm ⌀. Pfähle von der verwendeten Länge, etwa 20 m, erleiden, wenn sie an dem Kopf gehoben werden, wobei der Fuß noch auf dem Boden schleift, ein Biegungsmoment, das eine Beanspruchung von etwa 3600 kg/cm² in den Eisen und 148 kg/cm² im Beton hervorruft, so daß hierbei der Pfahl zerstört würde. Daher wurden die Pfähle nur an Punkten angehoben, die $^1/_5$ der Länge von jedem Ende entfernt waren. Bei dieser Unterstützung ergibt sich das kleinste Biegungsmoment, und die Beanspruchungen sanken auf 710 bezw. 31 kg/cm² für das Eisen und den Beton.

Die 21 m langen Schrägpfähle von 10 t Gewicht wurden ähnlich geführt. Doch wurde die Taubefestigung so gewählt, daß der Pfahl gleich in der gewollten Neigung schwebte und ohne weitere Befestigung auf die Läuferrute der Ramme aufgelegt werden konnte.

Zum Rammen der Pfähle wurde eine Ramme besonderer Bauart mit einem 4 t schweren Bären benutzt. Die Ramme hatte eine senkrechte und eine schräge Läuferrute auf einem gemeinsamen Untergestell und war in der Längsrichtung der Kaibrücke auf einem hölzernen Lehrgerüst verschiebbar. Durch die Bauart der Rammen (Abb. 3) wurde deren Versetzen auf ein Mindestmaß beschränkt; noch günstiger wäre es jedoch gewesen, wenn auch eine geringe Querbewegung der Rammen vorgesehen worden wäre. Das Rammen wurde bis zu einem Einsinken des Pfahles von 0,25 cm je Schlag bei einer Fallhöhe des 4 t schweren Bären von 1,5 m fortgesetzt; doch mußte die Rammtiefe dann mindestens 3,6 m betragen. Anderenfalls durfte das Einsinken nur 0,125 cm betragen.

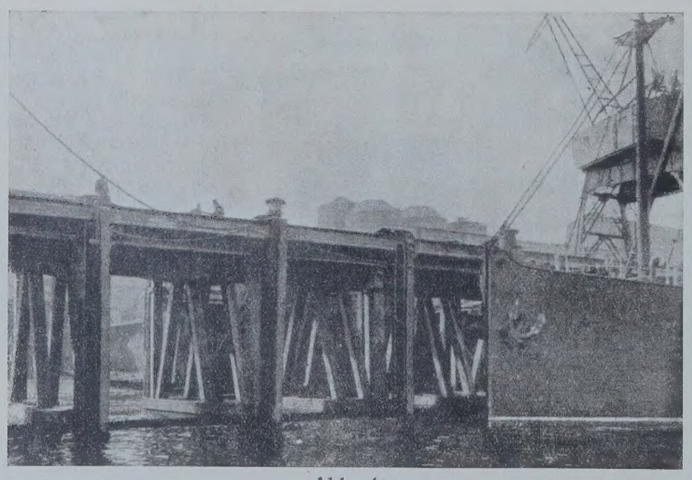


Abb. 4.

Es wurde ausschließlich schnellerhärtender Zement verwendet. Die durchschnittliche Würfelfestigkeit des Betons betrug nach 7 Tagen 260 kg/cm², nach 28 Tagen 316 kg/cm². Die Mischung bestand aus 0,11 m³ gebrochenem und gewaschenem Schotter von 6 bis 19 cm Korngröße, 0,06 m³ gewaschenem Sand und 46 kg schnellerhärtendem Zement, was einem Mischungsverhältnis von etwa 3,2 : 1,6 : 1 entspricht. Die Menge des Anmachewassers wurde sorgfältig beobachtet; während der gesamten Arbeiten wurde ein Setzen der Patzenprobe von 3,8 cm durchgeführt. Lp.

Bericht über die 32. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins vom 7. bis 9. März 1929. (Fortsetzung aus Heft 15.)

Über „Leistungsversuche an Mischmaschinen" erstatteten Prof. Dr. Garbotz und Prof. Graf Bericht. Diese gemeinsam von Erzeuger- und Verbraucherkreisen getragenen umfangreichen Untersuchungen sollen dazu dienen, die verschiedenen im Handel befindlichen Arten von Betonmischern auf ihre Zweckmäßigkeit zu prüfen, dabei den Energiebedarf und die Betriebseigenschaften der einzelnen Maschinen festzustellen sowie die Wasserabmeßvorrichtungen zu erproben. Außerdem war u. a. der Einfluß der Größe der Mischtrommel und der Änderung der Umdrehungszahlen zu ermitteln. Aus einer größeren Reihe von Vorversuchen konnte bereits festgestellt und später bestätigt werden, daß die Reihenfolge der Aufgabe der Rohstoffe in den Mischer als belanglos anzusprechen ist, so daß die Forderung einer Trockenvormischung nicht mehr berechtigt erscheint. Ferner ergab sich, daß bei sorgfältiger Arbeit für Beton im allgemeinen eine Mischdauer von 1 min, bei Straßenbeton eine solche von $1^1/_2$ min ausreichend sei; die bei längerer Mischzeit etwa noch erzielbare Festigkeitserhöhung steht zu dem wirtschaftlichen Aufwand hierfür in keinem Verhältnis. Mit 30 verschiedenen Mischmaschinen wurden im ganzen über 5000 Versuchswürfel hergestellt und geprüft. Die Ergebnisse in bezug auf die erhaltenen Eigenschaften des Betons sowie bezüglich der Arbeitsweise der Mischer sind zusammengestellt und erst z. T. ausgewertet. Schon daraus läßt sich erkennen, daß für Stampf-, Eisen-, Guß- oder Straßenbeton jeweils wechselnde Eigenarten der Maschinen vorteilhaft sind, daß aber keiner bestimmten Maschinenbauart der uneingeschränkte Vorzug gegeben werden kann. Die Veröffentlichung der Versuchsauswertung, die sowohl für Erzeuger wie auch Verbraucher von Mischmaschinen von großem Wert sein dürfte, ist gegen Mitte dieses Jahres zu erwarten. Außer vielen Zahlentafeln und Schaubildern, die die Vorträge erläuterten, wurde ein Film über die Arbeitsvorgänge an Mischmaschinen vorgeführt.

In der an diesen Vortrag sich anschließenden Aussprache gab Dr. Bendel, Zürich, ergänzende Mitteilungen über eigene Versuche mit Lichtbild- und Filmvorführungen.

„Hochwertiger Beton unter Berücksichtigung der Darstellung im Vierstoffparallelogramm" wurde von Oberbaurat Spindel, Innsbruck, behandelt. Bei den Zementen sind zu unterscheiden die spätfesten, frühfesten und frühhochfesten (frühhochverschleißfesten) Portlandzemente sowie die Tonerdeschmelzzemente. Ihre Erhärtung läßt sich laufend mit Hilfe der Kugeldruckprobe überwachen. Die Zuschlagstoffe sollen eine größere Festigkeit als der Betonmörtel besitzen, um die Gesamtdruckfestigkeit zu steigern, die man an Abnutzungsprüfmaschinen feststellen kann. Der Einfluß des Zementes, der Zuschlagstoffe und des Wasserzusatzes sowie der Verarbeitung auf die Güte des Betons wurden erörtert. Da die bisher angewendete Darstellung des Betons im Dreistoffdreieck nicht ausreicht, hat der Vortragende ein neues Verfahren ausgebildet. In dem Vierstoffparallelogramm läßt sich der Zement aus den Anteilen Kieselsäure, Kalk, Tonerde und Eisenoxyd darstellen. Für den Beton ergibt sich entsprechend eine Abhängigkeit zwischen Zement, Sand- und Kiesgemisch, Wasser und Luft, bezogen auf 1 m³ Festmenge frischen Betons; der Luftanteil ist von der Verarbeitungsweise abhängig. An Hand dieses Vierstoffparallelogramms kann nicht nur die Wahl der Zusammensetzung des Betons vorgenommen, sondern auch seine zu erwartende Druckfestigkeit im voraus bestimmt werden.

Dr.-Ing. Olsen, München, brachte „Untersuchungen über die Zugfestigkeit von Zementmörtel und Beton".[1]) Für zahlreiche Eisenbetonbauten ist die Betonzugfestigkeit von wesentlicher Bedeutung. Da bisher nur wenige Erkenntnisse darüber vorhanden sind, von welchen Einflüssen die Betonzugfestigkeit abhängig ist und wie sie zuverlässig gesteigert werden kann, wurden umfangreiche Versuche durchgeführt, deren Ergebnisse hier mitgeteilt worden sind. Die Überschreitung der Zugfestigkeit gegenüber den in den Normen geforderten Werten ist bei Handelszement meist viel größer als bei hochwertigem Zement, bei dem sie mit zunehmendem Alter nach anfänglichem Anstieg wieder abfällt, um sich dann erneut zu vergrößern. Das Verhältnis von Druckfestigkeit zu Zugfestigkeit wurde durchschnittlich ermittelt bei hochwertigem Zement zu 12,0 bis 13,5, bei Handelszement zu 9,8 bis 12,1. Bei größerem Wasserzusatz wird die Zugfestigkeit geringer. Eine geeignete Nachbehandlung mit durchweg feuchter Lagerung ergab günstigere Werte. Während die verwendeten Zuschlagstoffe nur von geringerer Bedeutung sind, übt die Normenzugfestigkeit des Zementes den größten Einfluß auf die Betonzugfestigkeit aus, wobei eine unmittelbare Übereinstimmung zu erkennen ist. Infolgedessen bleibt für die Weiterentwicklung der Zemente anzustreben, daß die Zugfestigkeit in höherem Maße gesteigert werden sollte als die Druckfestigkeit, da sie als mindestens ebenso wertvoll anzusehen ist.

An der folgenden Aussprache beteiligten sich Obering. Gensbaur als Zementerzeuger und Verbraucher, Direktor Prüssing als Erzeuger, Prof. Dr. Kühl und Oberbaurat Spindel, die eigene Versuchsergebnisse mitteilten, die die Ausführungen von Dr.-Ing. Olsen teilweise bestätigten. Immerhin lassen sich die hier angeschnittenen Fragen bisher nicht einwandfrei beantworten, da manche Zusammenhänge bezw. Widersprüche in den Versuchsergebnissen noch der Klärung bedürfen. (Schluß folgt.)

[1]) Dieser Vortrag wird demnächst in der Zeitschrift „Beton u. Eisen" veröffentlicht.

INHALT: Die erste Eisenbahnbrücke aus Siliziumstahl der schweizerischen Bundesbahnen. — Bemerkenswerte Bauwerke der neuen Hamburger Untergrundbahnlinie. — Zum Abbruch der alten Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Duisburg-Hochfeld. — Vermischtes: Preisaufgabe der Akademie des Bauwesens in Berlin aus dem Gebiete des Eisenbetonbaues. — Kai für Zementverladung aus Eisenbeton in Northfleet, London. — Bericht über die 32. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins. (Fortsetzung.)

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

7. Jahrgang BERLIN, 19. April 1929 Heft 17

Eiserne Spundbohlen bei Herstellung der Kammerwände für die Schleusen Friedrichsfeld und Hünxe des Kanals Wesel—Datteln.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Oberregierungs- und -baurat **Baertz**, Essen.

Der Lippeseitenkanal muß auf der zurzeit im Bau befindlichen Strecke Wesel—Datteln bei 60 km Länge einen Höhenunterschied von etwa 40 m überwinden. Zu diesem Zwecke sind sechs Schleusen mit 4 bis 9 m Gefälle angeordnet. Vier von diesen Schleusen wurden in der üblichen Bauweise aus Beton hergestellt, bei den Schleusen Hünxe und Friedrichsfeld sind dagegen nur die Häupter in Beton, die Kammern und Leitwerke jedoch mit eisernen Spundwänden ausgeführt worden. Schleuse Hünxe ist fast fertiggestellt, das andere Bauwerk noch in der Ausführung begriffen. Da die Verwendung von eisernen Spundwänden bei Schleusenbauten in großen Ausmaßen, von Umspundungen u. dergl. abgesehen, bisher nur bei der Schleuse Hemelingen und in neuester Zeit bei den Schleusen

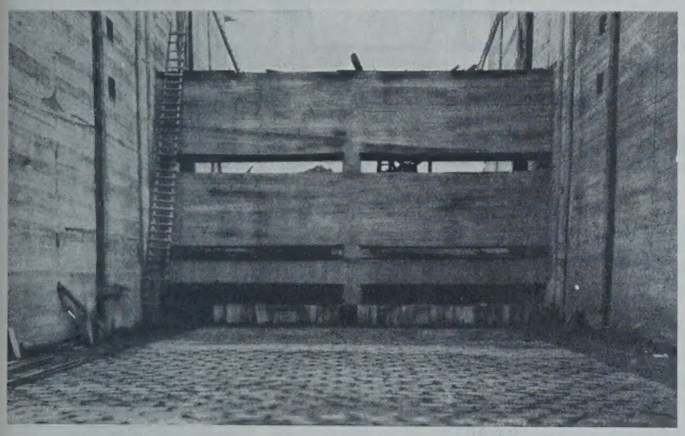


Abb. 1. Schleuse Dorsten. Verteilungsbalken hinter den Schützöffnungen des Oberhaupttores zur Vernichtung des Wasserstoßes.

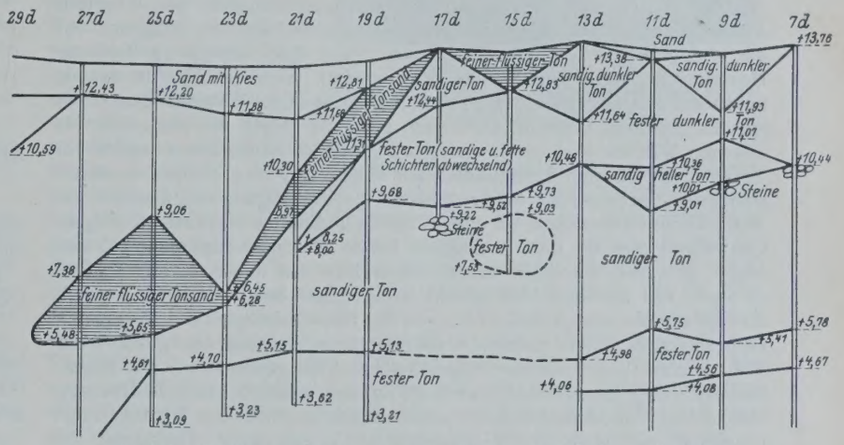


Abb. 2. Schleuse Hünxe. Ausschnitt aus den Bohrergebnissen an der Baustelle.

Friedrichsfeld und Hünxe, und zwar hier erstmalig mit einem neuen Walzprofil stattgefunden hat, werden einige Angaben über diese Bauweise und die damit gemachten Erfahrungen von Wert sein.

Das Gefälle der rheinseitigen Mündungsschleuse Friedrichsfeld, das von dem wechselnden Wasserstande des Rheines abhängt, beträgt höchstens rd. 9 m, das der benachbarten Schleuse Hünxe 7 m. An nutzbarer Länge sind, wie bei allen Schleusen des Kanals Wesel—Datteln, 225 m, an Breite 12 m vorhanden. Die eigentlichen Kammerwände sind 215 m lang. In Übereinstimmung mit den übrigen Schleusen des Lippeseitenkanals wurden die Häupter der Schleusen Friedrichsfeld und Hünxe aus Beton mit Eiseneinlagen und in einem U-förmigen Querschnitt mit biegungsfester Sohle hergestellt, der die nötige Widerstandsfähigkeit bei Bodenbewegungen und Senkungen gewährt und auch bei Schiefstellung noch ein Anliegen der Hubtore ermöglicht. Hubtore mit eingebauten Schützen wurden als Schleusenverschlüsse gewählt, um durch Fortfall von Torkammern und Umläufen die Grundflächen der Häupter möglichst klein zu gestalten und dadurch den Einwirkungen etwaiger Bodenbewegungen durch den unter den Schleusen später umgehenden Bergbau möglichst geringe Angriffsflächen entgegenzusetzen. Die Bewegung des durch die Schützöffnungen strömenden Wassers wird im Oberhaupt durch quergespannte Verteilungsbalken unschädlich gemacht (Abb. 1), am Unterhaupt durch eine Grundschwelle vom Boden abgelenkt. Die Kammerwände sind, ebenfalls wegen der zu erwartenden Bergsenkung, im Verhältnis 30 : 1 nach außen geneigt. Eine durchgehende Sohlenplatte ist bei beiden Schleusen nicht vorhanden, da der Untergrund aus wasserundurchlässigem Ton besteht. Der Kammerboden ist jedoch durch die weiter unten beschriebenen Spannbalken und die dazwischen angeordneten Betonprismen mit offenen Schlitzen gegen Beschädigung geschützt.

Vor Beginn der genauen Entwurfsbearbeitung wurde das Baugelände beider Schleusen durch reichliche und sorgfältig durchgeführte Bohrungen geologisch aufgeschlossen, wodurch sich ergab, daß bei Friedrichsfeld und bei Hünxe einander ähnliche Verhältnisse vorliegen. Die Untersuchungen im Baugelände der Schleuse Hünxe ergaben, daß unter einer schwachen Humusschicht eine etwa 7 m starke, aus einem mehr oder weniger feinen Korn bestehende Sandschicht anstand, darunter kam ein Tonsand von großer, durch die Bohrungen nicht erschlossener Mächtigkeit, der nach unten scheinbar fetter und dichter wurde. Bei der Schleuse Friedrichsfeld lag unter einer starken Schicht angeschwemmten Lösbodens eine kieshaltige Sandschicht, die hauptsächlich in ihren tieferen Lagen mit Findlingen und Geschiebe durchsetzt war. Dann kam ein miozäner Glimmerton von großer, nicht untersuchter Stärke. Die Bohrungen wurden mittels Ventil- und Spiralbohrer ausgeführt. Über die Tragfähigkeit des Tones ließen sich bei der großen Tiefe zunächst keine Aufschlüsse erzielen, jedoch waren in der Nähe der Schleusenbaustelle Hünxe Ausschachtungen für Dükerverlegungen ausgeführt worden, die bis in den Ton reichten und hier bei gleicher Zusammensetzung des Tones einen sehr festen Baugrund ergeben hatten. Auf Grund dieser Erfahrungen wurde daher auch der Ton an den Schleusenbaustellen Friedrichsfeld und Hünxe für fest und tragfähig erachtet, und für die Kammermauern beider Schleusen die massive Durchbildung vorgesehen. Erst die Forträumung der Sand- und Kiesschicht durch Baggerung zwecks Erreichung der für die Schwergewichtmauern erforderlichen Gründungstiefe ermöglichte es, von tieferer Sohle aus die Festigkeit und Beschaffenheit der Tone mittels Bohrungen und Schürfungen zu erkunden, wodurch sich von den Untergrundverhältnissen der Schleusenbaustelle Hünxe z. B. das vorstehende Bild ergab.

Die mit „feiner flüssiger Ton“ bezeichneten Massen waren bei Schleuse Hünxe z. T. von schlammartiger Beschaffenheit. Bei Schleuse Friedrichsfeld wurden sie in dieser zähflüssigen Form nicht angetroffen, sie überlagerten hier auch gleichmäßiger den festeren Ton, einen brauchbaren Baugrund boten sie auch hier nicht dar. Die festen Tone waren dagegen besonders in größerer Tiefe bei beiden Schleusen teilweise sehr hart.

Eine Ausführung der Schleusenbauten in Schwergewichtmauern, selbst zwischen Spundwänden, war somit durch diese geradezu verworrenen Untergrundverhältnisse ohne die Anwendung besonderer Gründungsverfahren unmöglich. Eine Gründung auf Pfählen wurde wegen der zu erwartenden Bergsenkungen für ungeeignet erachtet, da bei der Entstehung von Hohlräumen unter den Mauern die Gefahr bestand, daß die Pfahlköpfe abgeschert wurden, Schiefstellungen sich ergaben oder die Pfähle, anstatt die Mauern zu tragen, sich an ihnen aufhingen. Eine Brunnen- oder Senkkastengründung wäre ausführbar gewesen, doch würden deren Kosten übermäßig hoch geworden sein, abgesehen davon, daß die für diese Bauausführung erforderliche Zeit nicht zur Verfügung stand. Durch geringe Verschiebung der Schleusenlage ließ es sich wenigstens bei der Schleuse Hünxe ermöglichen, die beiden Häupter auf festen, tragfähigen Ton zu setzen. Bei der Schleuse Friedrichsfeld fand sich nur für das Oberhaupt ein befriedigender Baugrund, die Bodenverhältnisse unter dem Unterhaupt machten dagegen eine besondere Gründung nötig, wobei ein 12 m hoher Kasten mittels Druckluft durch den weichen, wasserhaltigen bis auf den

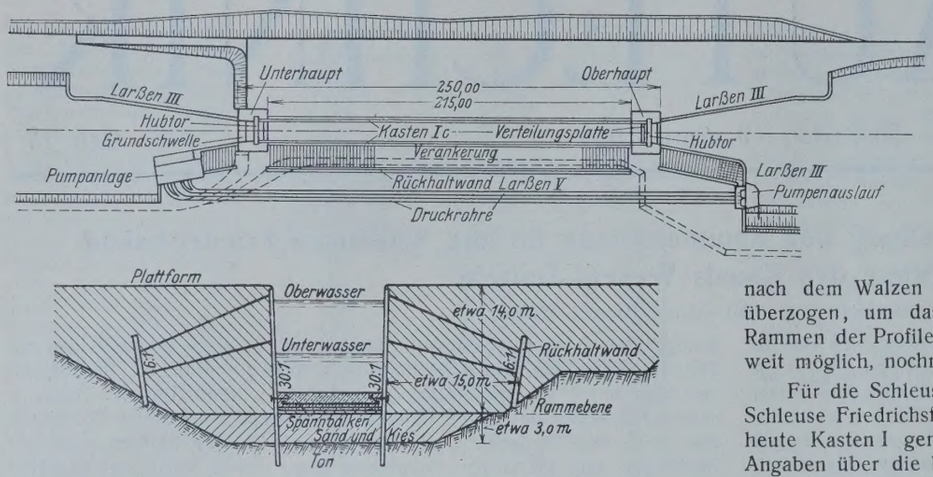


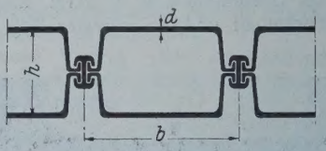
Abb. 3. Plan einer Schleusenanlage des Lippeseitenkanals mit Ausführung der Kammerwände in Kastenprofil.

festen Ton abgesenkt, und nach Ausbetonierung des Kastens das Unterhaupt auf diesen Betonblock gesetzt wurde.

Für die Herstellung der Schleusenkammern zwischen den Häuptern mußte nunmehr eine Bauweise gefunden werden, die den Baugrund auf das geringste Maß belastete. Es lag nahe, nach dem Vorbilde der Schleuse Hemelingen eiserne Spundbohlen zu verwenden; leider besaßen die damals bekannten eisernen Spundbohlen nicht das erforderliche Widerstandsmoment (das Larssenprofil V wurde noch nicht gewalzt). Auch die Rostgefahr bei eisernen Wänden und deren dadurch beeinflußte Lebensdauer mußte bei Verwendung eiserner Spundbohlen zur Herstellung der Schleusenkammerwände beachtet werden. Indessen hatten die Vereinigten Stahlwerke A.-G., Abtlg. Dortmunder Union, vor einiger Zeit Spundbohlen von kastenförmigem Querschnitt und mit dem verlangten hohen Widerstandsmoment auf den Markt gebracht, die auch bereits beim Bau des neuen Kölner Hafens an Stelle von massiven Ufermauern erfolgversprechend verwandt wurden. Zur selben Zeit waren zudem die von der Union durchgeführten Versuche, auch ihrerseits einen rostwiderstandsfähigeren, sogenannten gekupferten Stahl herzustellen, zum befriedigenden Abschluß gekommen. Die Kanalbauverwaltung entschloß sich daher, die Kammerwände der beiden Schleusen Hünxe und Friedrichsfeld aus eisernen Kastenprofilen von 50/60 kg/mm² Festigkeit bei etwa 0,3% Kupferzusatz herzustellen. Praktische Erfahrungen über die Lebensdauer von gekupfertem Stahl, wie ihn die Dortmunder Union liefert, liegen zwar noch nicht vor, doch hat sich eine ähnliche Kupferung z. B. in Amerika bei Blechen sehr gut bewährt, und die Ergebnisse groß angelegter Laboratoriumsversuche lassen erwarten, daß Konstruktionen aus gekupfertem Eisen bedeutend widerstandsfähiger gegen das Rosten sind als aus gewöhnlichem Material. Zudem wird beim Bau der Schleusen Friedrichsfeld und Hünxe besondere Sorgfalt auf Hinterfüllung und Umhüllung der eisernen Konstruktionsteile mit reinem Sand gelegt, der erfahrungsgemäß mit dem Eisen eine rostabhaltende Kieselverbindung eingeht. Im Walzwerke selbst werden möglichst unmittelbar nach dem Walzen die Profile mit einem bitumenhaltigen Schutzmittel überzogen, um das Rosten von Anfang an zu verhüten. Nach dem Rammen der Profile bezw. Einbau der Konstruktionen wird das Eisen, soweit möglich, nochmals mit dem Schutzmittel gestrichen.

Für die Schleuse Hünxe wurde das Kastenprofil I c gewählt, für die Schleuse Friedrichsfeld mußte das schwerere Kastenprofil I c „verstärkt", heute Kasten I genannt, genommen werden. Nachstehend sind einige Angaben über die beiden Profile zusammengestellt. Ein Kasten besteht aus zwei Kastenbohlen, die aufeinandergelegt und durch besondere Schloßeisen verbunden werden.

Union-Kastenprofil.



	Schleuse Hünxe. Kastenprofil I c	Schleuse Friedrichsfeld. I c verstärkt = I
Abmessungen b	46 cm	46 cm
„ h	27 cm	27,6 cm
„ d	1,05 cm	1,35 cm
Widerstandsmoment . .	2604 cm³	3174 cm³ bezogen auf 1 lfd. m Wand
Gewicht je m Kasten mit 1 Schloßeisen	133 kg	155 kg
Gewicht je m² Spundwand .	290 kg	338 kg

Eine schematische Zeichnung des Grundrisses und Querschnittes der Schleuse Hünxe, der von denen der Schleuse Friedrichsfeld im wesentlichen nur durch die Lage des Pumpwerkes abweicht, ist in Abb. 3 gegeben.

Die Schleusenbaugruben, von denen die Friedrichsfelder zur Abhaltung des Wasserandranges von Rhein und Lippe her innerhalb eines geschlossenen Spundwandkastens liegt, während die Hünxer trotz des hohen Grundwasserstandes infolge des feinsandigen Bodens in offener Wasserhaltung hergestellt werden konnte, wurden zunächst durch Sickerrohrleitungen, die ringförmig die Sohle umfassen und in einen Pumpensumpf münden, vollständig trockengelegt und, wo nötig, durch Sandaufschüttungen erhöht und eingeebnet. Nach vollständiger Herrichtung der Baugrube lag in Friedrichsfeld die Rammebene auf einer gewachsenen, festen Kiessandschicht etwa 3 m über dem Ton, während in Hünxe eine ebenso starke, doch weniger tragfähige Schicht aus feinem z. T. aufgeschütteten Sand den tonigen Untergrund bedeckte. Hierdurch und durch die Beschaffenheit des Tones wurden sowohl die Länge der zu rammenden Spundbohlen, als auch der Rammvorgang selbst bedingt. Am einfachsten lagen die Verhältnisse in Hünxe. Um einen wasserdichten Abschluß der Kammer zu erzielen und die über der Rammebene noch 14 m hohen Spundwände ohne Gerüst und Verankerung während des Bauvorganges standsicher aufzustellen, sollten die Kasten noch 3 m tief in den Ton reichen, so daß hier die Gesamtrammtiefe 6 m betrug und die Bohlen einheitlich 20 m hoch bemessen wurden. Da der feinsandige Untergrund der Baugrube der schweren Universaldampframme System Menck & Hambrock von einer nutzbaren Höhe von 24 m und 4 t Bärgewicht nicht die nötige Standsicherheit gewährte und zudem die Ramme für die 20 m langen Bohlen zu niedrig war, wurde sie auf ein Bockgerüst von 3 m Höhe gesetzt, das auf eingerammten Holzpfählen ruhte (Abb. 4). In Friedrichsfeld besteht infolge der 3 m starken Kiessandschicht ein für die Ramme

Abb. 4. Schleuse Hünxe. Rammen der Kastenbohlen. Die Dampframme steht auf einem Bockgerüst.

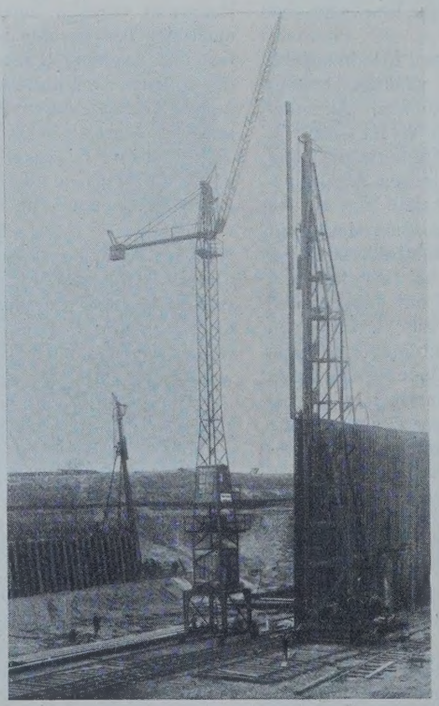


Abb. 5. Schleuse Friedrichsfeld. Rammen der Kastenbohlen. Die Dampframme steht auf dem tragfähigen Untergrund.

Abb. 6. Schleuse Hünxe. Lagerplatz der Spundwandeisen. Aufziehen eines 14 m langen Schloßeisens mit Hilfe einer Lokomotive.

tragfähiger Untergrund, so daß das Bockgerüst hier fortfallen konnte (Abb. 5), obgleich die Ramme auf 35 m nutzbare Höhe aufgestockt werden mußte. Da hier die Bohlen bis in die feste Tonschicht geführt werden mußten, wechselte ihre Länge von 20 bis 28 m. Gerammt wurden die insgesamt 860 m langen Kammerwände ohne besondere Führungsgerüste; die Ramme und eine Zange aus schwerem U-Eisen, die auf der Sohle der Baugrube lag und an Schwellen und Ramme befestigt war, genügten. Da nur ein Turmdrehkran zwischen den Wänden laufen konnte und dieser mit der Bedienung einer Ramme voll beschäftigt war, wurde bei jeder Schleusenkammer nur eine Ramme vorgehalten.

Obwohl die einzurammenden Bohlen bis 28 m lang waren und ein Gewicht je Kasten bis 8 t besaßen, ging die Arbeit an den beiden Schleusen ohne besondere Schwierigkeiten vor sich. Die mit der Baustellenbahn am Bauplatz ankommenden Bohlen wurden mit Hilfe zweier einfacher Portalkrane von je 5 t Tragfähigkeit abgeladen und gelagert (Abb. 6). Da jeder Kasten aus drei Teilen, den beiden Bohlen und einem Schloßeisen, besteht, mußten die Bohlen vor dem Rammen auf dem Lagerplatz zusammengezogen werden, wobei eine Lokomotive oder der Turmdrehkran das Einschieben des Schloßeisens in die aufeinanderliegenden Bohlen besorgte. Dann wurde ein Kasten vom Turmdrehkran hochgehoben und unter Beihilfe der Ramme mit der schloßfreien Seite in das Schloßeisen des vorher gerammten Kastens eingefädelt. Ein fachweises Rammen war wegen der Höhe der Wand, die das Einsetzen der zu rammenden Bohlen in das noch nicht abgerammte Fach verbot, nicht möglich. Da die fertig gerammten Bohlen 14 m hoch frei standen, hätte man die Spitze des neuen Kastens beim Einsetzen in das Schloß des vorhergerammten z. B. bei 20 m Länge $14 + 20 = 34$ m über Rammebene heben müssen, wozu die vorhandenen Rammen nicht ausreichten. Man half sich dadurch, daß man die Schloßeisen um 6 m verkürzte, so daß der letzte Kasten der gerammten Wand nur an den unteren 14 m mit einem Schloßeisen zusammengehalten war. Die fehlenden 6 m wurden wandseitig am oberen Ende des zu rammenden Kastens angebracht, die Außenseite dieses Kastens entsprechend am unteren Ende mit einem 14 m langen Schloß versehen, und während des Rammens die oberen 6 m durch ein Schloßeisenstück zusammengehalten, das nach dem Rammen wieder abgezogen wurde. So brauchte der neu einzusetzende Kasten nur etwas über $14 - 6 = 8$ m hochgehoben zu werden, und das Einfädeln geschah ähnlich wie das Einheben einer Tür in ihre Angeln (Abb. 7). Die Arbeit ging meist schnell und ohne Schwierigkeit auch bei den 28 m langen Bohlen der Schleuse Friedrichsfeld vor sich. Ein Mißstand war allein das Mitziehen des unteren Teiles der Schloßeisen. Versuche, die Eisen durch Verlaschen oder Vernieten zu halten, schlugen fehl; man half sich dadurch, daß man das obere Schloßeisen etwa 1 m länger, als theoretisch nötig, machte.

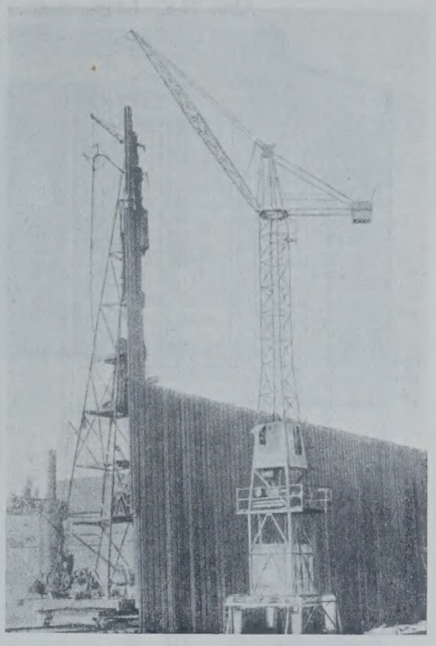


Abb. 7. Schleuse Hünxe. Einfädeln einer Kastenbohle mittels Turmdrehkranes und Ramme.

(Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Die Brücke über den Kleinen Belt.

Von **Schaper.**

(Schluß statt Fortsetzung aus Heft 12.)

Einen Vorschlag mit einer Ringkammer, aber ohne Anordnung einer Spundwand, für die Gründung der Strompfeiler haben auch die Firmen Siemens-Bauunion in Berlin und Beuchelt & Co. in Grünberg in Schlesien eingereicht (Abb. 23). Die Senkkasten werden auf eine ausgebaggerte und geebnete Sohle, die aber nicht die endgültige ist, abgesetzt und mit Druckluft in der Ringkammer bis auf die endgültige Tiefe abgesenkt. Der Tonkern in der Mittelkammer bleibt stehen. Er ist durch eine in der Decke der Mittelkammer angeordnete Luftschleuse zugänglich und kann auf seine Tragfähigkeit hin untersucht werden. Hierbei braucht im Schutze der Ringkammer vermutlich überhaupt keine Druckluft verwendet zu werden. Auch in der Ringkammer ist beim Absenken, wenn die Unterkanten der Ringkammerwände mit Schneiden versehen werden, nur ein erheblich verminderter Luftdruck erforderlich. Erweist sich bei der Untersuchung der Tonkern als nicht voll tragfähig, so wird er durch die Öffnung der Luftschleuse in der Decke der Mittelkammer ausgehoben. Der Senkkasten wird dann weiter abgesenkt. Der schließlich zwischen dem Tonkern und der Decke der Mittelkammer verbleibende Hohlraum wird mit Zementmörtel ausgefüllt. Die Ringkammer wird ausbetoniert. Über der Ringkammer sollen vier und über der Mittelkammer zwei kombinierte Förder- und Personenschleusen angeordnet werden (Abb. 23b). Von den vier Ringkammerschleusen soll immer eine zum Fördern dienen, zwei sollen zum Ein- und Ausschleusen der Arbeiter benutzt werden, eine bleibt in Reserve. Jede dieser vier Schleusen, und zwar an der Stelle, wo der Tonboden gerade gelöst wird, kann zum Hinausfördern des Tones benutzt werden.

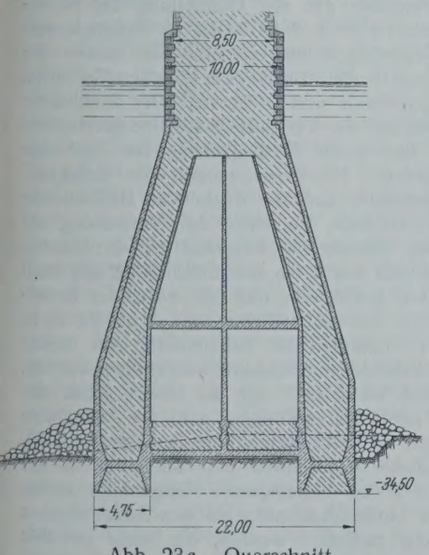


Abb. 23a. Querschnitt.

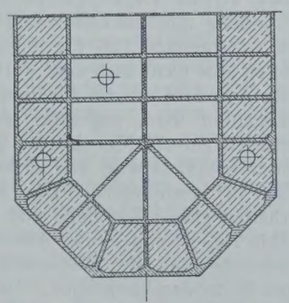


Abb. 23b. Wagerechter Schnitt.

Abb. 23a u. b. Strompfeiler.

Die Druckluftarbeiten werden durch die Anordnung der Ringkammer auf ein Mindestmaß beschränkt. Auch der Luftdruck selbst kann vermutlich erheblich unter der durch die Wasserhöhe allein bedingten Größe gehalten werden.

Die Firmen Julius Berger A.-G. in Berlin und Polensky & Zöllner in Köln und Berlin haben in Gemeinschaft mit Oberbaurat Bock in Köln und der Firma Menck & Hambrock in Altona für die Gründung der Strompfeiler einen Vorschlag eingereicht, der Anklänge an den zur Ausführung bestimmten Entwurf hat. Die Pfeiler sollen innerhalb eines aus 16 Brunnen gebildeten Fangedammes ohne Druckluft im Trockenen gegründet werden (Abb. 24c). Die eisernen Kränze der Brunnen bestehen aus 34 einzelnen Elementen. Jedes Element ist aus zwei Spundbohlen (Abb. 25) (Patent der Vereinigten Stahlwerke A.-G. — Dortmunder

Abb. 24a. Längsschnitt.

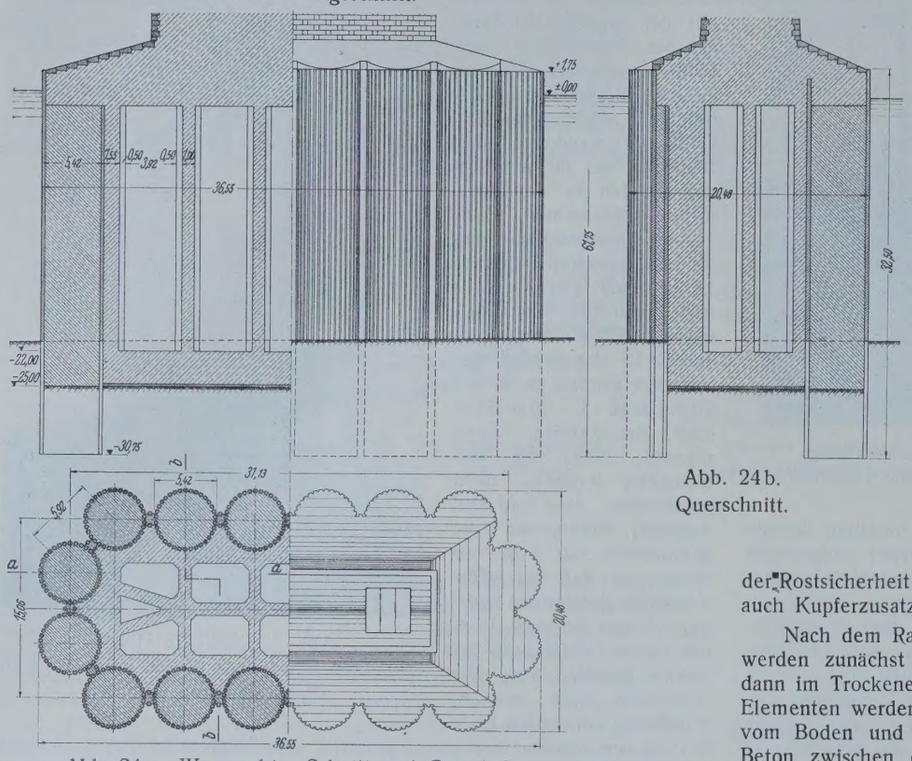


Abb. 24b. Querschnitt.

Abb. 24c. Wagerechter Schnitt und Grundriß.

Abb. 24a bis c. Strompfeiler.

Union in Dortmund) zusammengesetzt, die in den Außennähten zusammengeschweißt werden. Je zwei Brunnenelemente werden durch ein Schloßeisen miteinander verbunden. Die Brunnen haben einen Außendurchmesser von 5,42 m und einen Innendurchmesser von 4,68 m. Je zwei Brunnen erhalten untereinander eine doppelte Verbindung, wie sie in Abb. 25 dargestellt ist. Jede Verbindung besteht aus zwei Spundbohlen, zwischen die ein Flacheisen eingesetzt ist. Die Anschlagstelle am Brunnenelement ist durch ein angeschweißtes Winkeleisen verbreitert. Die Dichtung wird durch eine an das Flacheisen angeschraubte Holzleiste hergestellt. Die Kastenprofile sollen in Längen von 24 und 17 m bezogen

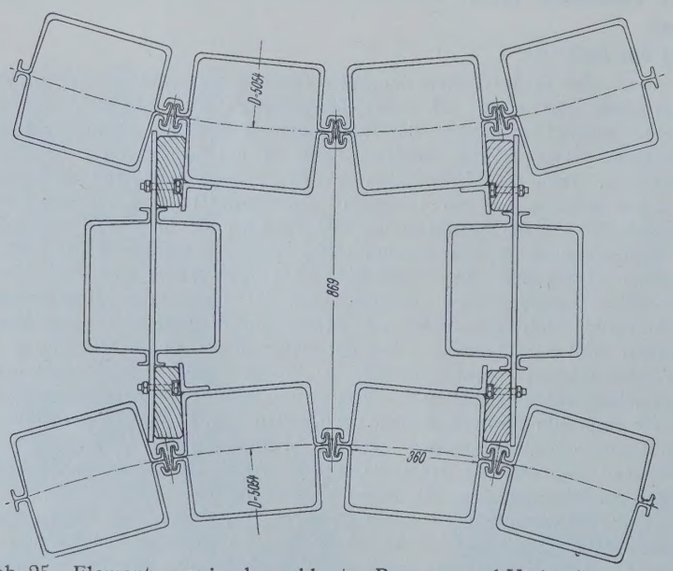


Abb. 25. Elemente zweier benachbarter Brunnen und Verbindungsstücke.

und auf der Baustelle in versetzten Stößen zusammengeschweißt werden. Die Brunnen werden vor dem Rammen vollständig zusammengesetzt und die Elemente, die auf diese Weise untereinander geführt sind, werden in einzelnen Absätzen nacheinander eingerammt. Die Rammtiefe der Elemente und Verbindungsstücke wurde 5,75 m unter der Pfeilersohle angenommen. Die mit dem Seewasser in dauernde Berührung kommenden Außenseiten der Kastenwände sollen zum Rostschutz mit Teer oder Inertol gestrichen werden. Zur weiteren Erhöhung

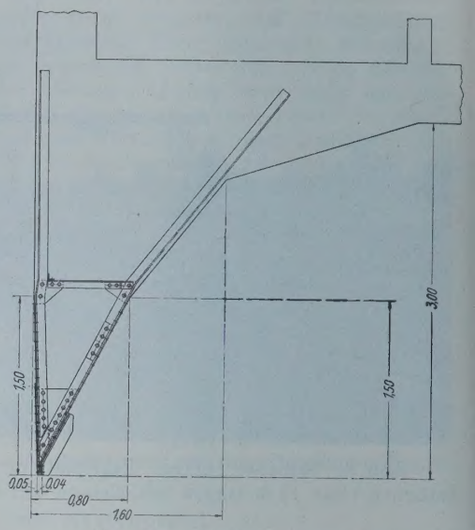


Abb. 26. Senkkastenschneide.

der Rostsicherheit kann der Stahl, aus dem die Profile hergestellt werden, auch Kupferzusatz erhalten.

Nach dem Rammen der Brunnenkränze und der Verbindungsstücke werden zunächst die Elemente vom Boden und Wasser entleert und dann im Trockenen ausbetoniert. Nach dem Erhärten des Betons in den Elementen werden die Brunnen selbst bis zur Gründungstiefe der Pfeiler vom Boden und Wasser entleert und im Trockenen ausbetoniert. Der Beton zwischen den Verbindungsstücken soll unter Wasser eingebracht werden. Alsdann wird das Innere des Pfeilers zwischen den Brunnen ausgepumpt, nachdem über Wasser eine Eisenbetonaussteifung zwischen den Brunnen eingebracht ist. Nachdem die Hälfte des Wassers ausgepumpt ist, wird eine zweite Aussteifung hergestellt, und schließlich nach vollständiger Entfernung des Wassers eine dritte dicht über dem Meeresgrunde. Nachdem diese letzte Aussteifung erhärtet ist, wird der Boden bis zur vorgesehenen Gründungstiefe ausgeschachtet. Dann wird eine 2,80 m hohe Eisenbetonsohle eingebracht. Der dann folgende Pfeilerteil ist ein zellenförmiger Körper, dessen Längs- und Querwände in gleicher Flucht mit den Aussteifungsgliedern liegen, so daß letztere in den Pfeilerwänden aufgehen. In Höhe — 1,30 legt sich über die Zellenwände und über die Brunnen eine Eisenbetonplatte, die die oberste Aussteifung in sich aufnimmt und bis + 4,15 mit schrägem Anzug hochgeführt wird. Der dann folgende Pfeilerschacht entspricht dem Entwurf der Dänischen Staatseisenbahnen.

Der eben erörterte Vorschlag für die Herstellung der Strompfeiler ist ohne Frage eine sehr beachtenswerte und fein durchdachte Lösung der schwierigen Aufgabe, Pfeiler in Tiefe von 34 m und mehr unter der Wasseroberfläche zu gründen.

Ein sehr beachtenswertes Angebot auf die Herstellung der Strompfeiler haben die Firmen Dyckerhoff & Widmann in Biebrich und Aug. Kjaer Petersen in Kopenhagen eingereicht. Sie halten die Gründung mit Senkkasten und mit Druckluft nach dem üblichen Verfahren im vorliegenden Fall für die gegebene und sicherste. Die Senkkasten sollen aber nicht nach dem Vorschlage der Verwaltung auf eine geschüttete Insel, sondern auf ein Planum, das durch Tiefbaggerung im Tonboden geschaffen wird, abgesetzt werden. Hierdurch werden die Druckluftarbeiten auf ein Mindestmaß gebracht, und der Aushub an Bodenmasse unter Druckluft wird von 27000 m³ beim Vorschlag der Verwaltung auf 7300 m³ vermindert. Die aus Eisenbeton hergestellten Senkkasten erhalten eine 1,5 m hohe und unten nur 4 cm breite Schneide aus Stahl (Abb. 26), von der die Anbieter annehmen, daß sie unter der Betonbelastung und der Wasserfüllung der Ballastkammern 0,8 bis 1,0 m in den Tonboden eindringen. Der Tonboden im Arbeitsraum soll immer nur bis 0,5 m oberhalb der Unterkante der Schneide ausgehoben werden, um den wasserdichten Abschluß nicht in Frage zu stellen. Um die Abdichtung an der Schneide noch zu verbessern, wird die Außenseite der Schneide um 5 cm nach der Arbeitskammer hin geneigt (Abb. 26). Die Verfasser hoffen, durch diese Maßnahmen den Luftdruck in der Arbeitskammer von 3,5 auf 2,5 at zu ermäßigen. Nötigenfalls sollen zur Erzielung des verminderten Luftdruckes noch an den Außenwänden des Senkkastens Segeltuchplanen befestigt werden, die rings um den Senkkasten herum auf dem Tonboden ausgebreitet werden. Die Druckluft im Arbeitsraum soll auf keinen Fall unter der Schneide entweichen, da sonst dem Wasser leicht Wege zum Eindringen in den Arbeitsraum geschaffen werden. Die verbrauchte Druckluft soll vielmehr durch Ventile nach oben abgeblasen werden. Aus dem gleichen Grunde darf

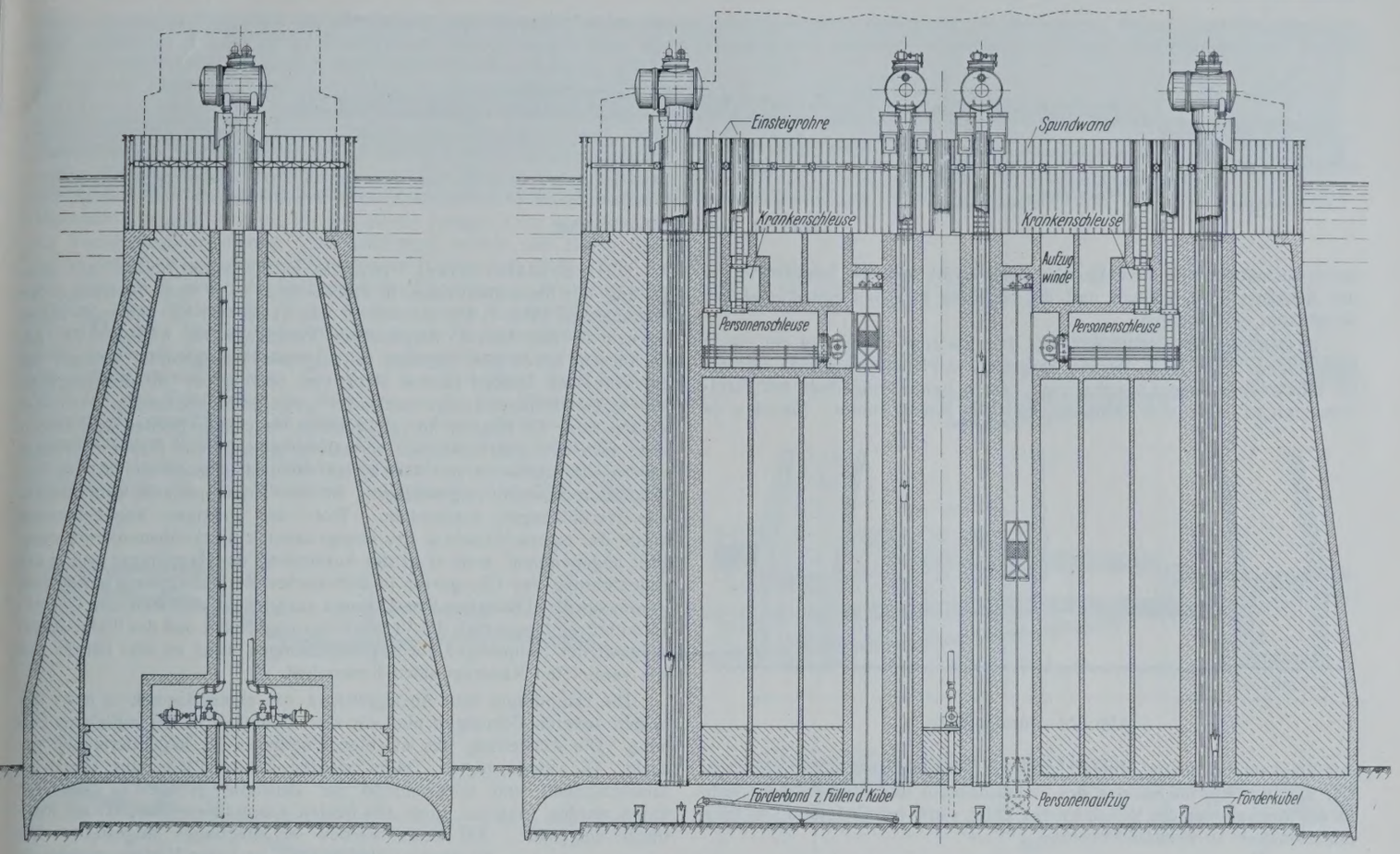


Abb. 27a. Querschnitt. Abb. 27a u. b. Strompfeiler. Abb. 27b. Längsschnitt.

nach dem Aufsetzen des Senkkastens auf dem Tonboden und nach dem Einpressen der Schneide das im Arbeitsraum befindliche Wasser nicht durch Druckluft unter der Schneide hindurchgepreßt werden. Es ist deshalb geplant, das Wasser durch ein Pumpenaggregat, das in einem abgeschlossenen Raum oberhalb des Arbeitsraumes (Abb. 27) eingebaut ist, nach oben zu fördern. Dieser Pumpenraum ist durch einen senkrechten Betonschacht zugänglich, der mit aufgesetzten Rohren bis über den Wasserspiegel geführt ist. Die Pumpen dienen auch dazu, beim Ablassen des Senkkastens auf das Planum durch Regelung des Wasserballastes in den einzelnen Kammern des Pfeilers die senkrechte Lage des Senkkastens zu gewährleisten.

Für den Druckluftbetrieb sind mustergültige Anlagen vorgesehen, die es zweifellos ermöglichen, die Druckluftarbeiten bis zu 2,5 at ganz bequem und auch bei höherem Druck ohne Störung der Gesundheit der in der Druckluft tätigen Personen durchzuführen. Für den Bodenaushub sind vier eiserne Schleusen, die wie üblich über Wasser liegen, angeordnet (Abb. 27). Für das Ein- und Ausschleusen der Personen sind unter dem Wasserspiegel zwei geräumige Betonschleusen eingebaut, die mit bequemen Sitzgelegenheiten und guter Beleuchtung ausgerüstet sind, so daß sie für die lange Zeit des Ein- und Ausschleusens einen bequemen Aufenthalt bieten. Von und nach diesen Betonschleusen zum und von dem Arbeitsraum werden die Personen mit elektrischen Aufzügen befördert. Diese Einrichtungen werden viel dazu beitragen, Senkkastenkrankheiten zu verhüten, die sonst durch den beängstigenden Aufenthalt in den engen eisernen Schleusen und durch das anstrengende Ab- und Aufsteigen in den langen engen Schächten begünstigt werden. Über jeder der beiden Personenschleusen und in Verbindung mit diesen ist je eine kleinere Krankenschleuse angeordnet, die in der Regel unter gleichem Druck wie die großen Schleusen steht und in die beim Einschleusen erkrankte Arbeiter gebracht werden können. Von hier aus können sie unabhängig von den anderen Arbeitern langsam wieder ausgeschleust werden. Die Ausgänge der vier Personenschleusen sind durch aufgesetzte Rohre bis über den Wasserspiegel geführt.

Der Pfeiler erhält in der Mitte zwei durchgehende Längswände mit einem lichten Abstand von 2 m. In diesem Zwischenraum sind die Schächte für die Bodenaushubschleusen und für die Personenaufzüge, die Personenschleusen und die Rohre für die Pumpenanlage untergebracht. Für den endgültigen Zustand werden der Zwischenraum zwischen den Mittellängswänden und die äußeren Zellen mit Beton ausgefüllt. Da man nicht damit rechnen darf, daß der Senkkasten beim Versenken auf den Meeresgrund genau an seine planmäßige Stelle kommt, soll zwischen dem Unter- und Oberbau des Pfeilers ein Absatz eingefügt werden, um bei nicht genauer Lage des Pfeilerunterbaues den Oberbau genau einrichten zu können. Aus Gründen des guten Aussehens muß der Absatz unter Wasser liegen. Deshalb muß auf dem Pfeilerunterbau eine ausgesteifte Wand von eisernen Spundbohlen aufgesetzt werden (Abb. 27), in deren Schutz unter Wasserhaltung nach vollendeter Absenkung des unteren Pfeilerteiles der Pfeileroberteil in genau planmäßiger Lage hergestellt wird.

Das aus sechs Firmen bestehende Brobygnings-Konsortiet A/G, Kopenhagen, hat sich mit der Frage der Gründung der Strompfeiler ganz besonders eingehend beschäftigt und für die Gründung nicht weniger als neun Vorschläge unterbreitet, von denen zwei besprochen werden sollen.

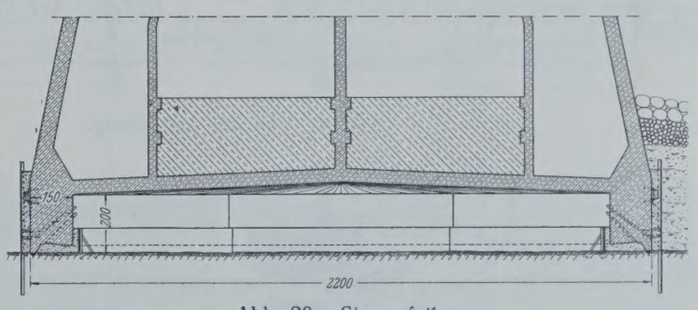


Abb. 28. Strompfeiler.

1. In der geplanten Gründungstiefe wird durch Tiefbagger ein ebenes Planum hergestellt. Auf dieses wird der mit Stahlschneiden versehene Senkkasten abgesetzt. Dann wird um den Senkkasten herum eine Spundwand gerammt (Abb. 28) und der Zwischenraum zwischen der Spundwand und dem Senkkasten mit Beton oder Ton gefüllt, um auf diese Weise eine Dichtung zwischen dem Arbeitsraum des Senkkastens und dem Wasser außerhalb zu schaffen und hierdurch im Arbeitsraum mit vermindertem Luftdruck arbeiten zu können. Nachdem das Wasser aus dem Arbeitsraum entfernt ist, soll zur weiteren Sicherheit gegen das Eindringen von Wasser im Arbeitsraum unter der Schneide und seitlich von ihr eine Betondichtung innerhalb einer Stülpwand eingebracht werden. Man nimmt an, daß man alsdann den Arbeitsraum unter erheblich vermindertem Luft-

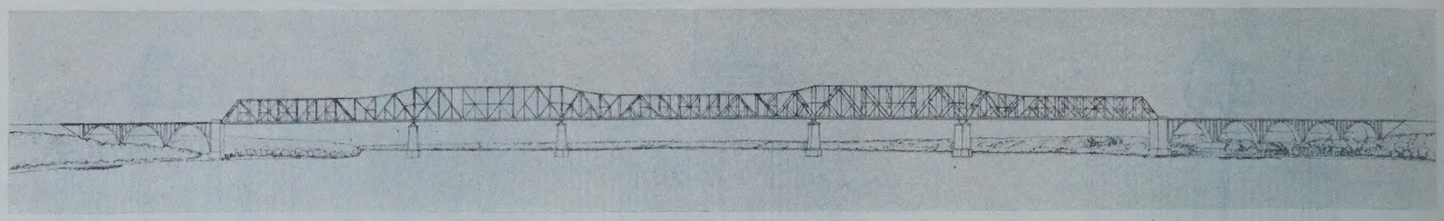


Abb. 30. Ansicht der Brücke.

druck ausbetonieren kann. Es wird nicht leicht sein, die Spundwand um den Senkkasten zu rammen und die Dichtung zwischen Spundwand und Senkkasten einzubringen.

2. Der Senkkasten soll auch bei dem zweiten Vorschlage auf ein in endgültiger Tiefe durch Bagger hergestelltes Planum abgesetzt werden. Er erhält eine äußere Ringkammer, deren beide Ringwände mit Stahlschneiden versehen sind (Abb. 29), und eine Mittelkammer. Nachdem in

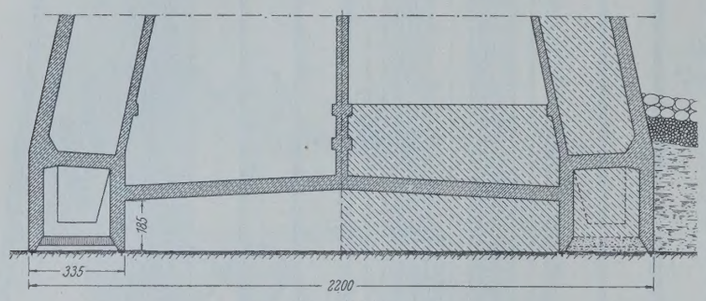


Abb. 29. Strompfeiler.

der Ringkammer unter vollem Luftdruck eine Betonschicht eingebracht ist, glaubt man, im Schutze der Stahlschneiden und dieser Betonschicht in der Ringkammer die Mittelkammer unter stark vermindertem Luftdruck ausbetonieren zu können.

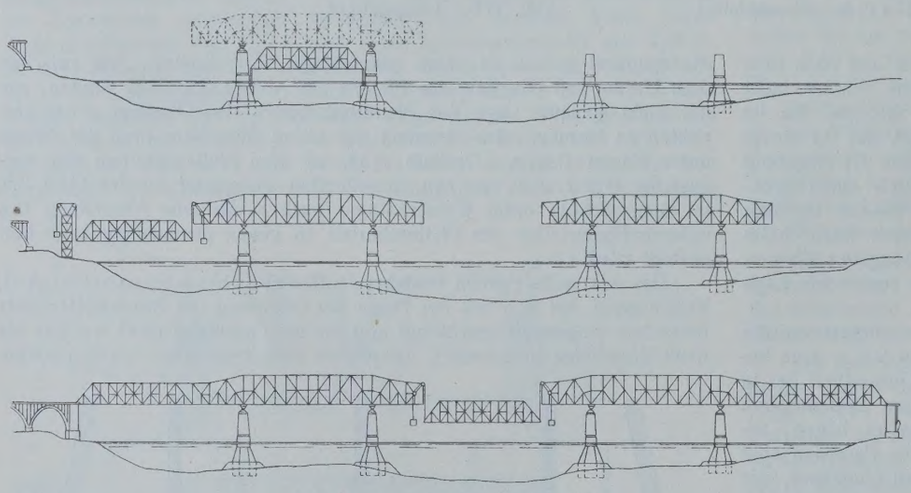


Abb. 31. Art der Aufstellung.

Abb. 32. Ansicht der Brücke.

United States Steel Products Co., London, bietet die Ausführung der Stromüberbauten in Silicon Steel nach dem Vorschlage der Staatsbahnen (Abb. 7) für die Summe von 11 075 000 Kr. und nach ihrem eigenen in der Abb. 30 dargestellten Vorschlage für 8 520 000 Kr. an. Bei diesem sollen alle Zugstäbe als Augenstäbe ausgebildet werden, für die ein Heat Treated Carbon Steel von 5630 kg/cm² Mindestfestigkeit, 3530 kg/cm² Mindeststreckgrenze und 8 % Mindestbruchdehnung verwendet werden soll. Als Baustoff für die anderen Hauptträgerglieder wird Silicon Steel nach den amerikanischen Normalbedingungen und für die Fahrbahnträger Kohlenstoffstahl von 4370 kg/cm² Mindestfestigkeit und 2610 kg/cm² Mindeststreckgrenze vorgeschlagen. In allen Knotenpunkten sind Gelenkbolzenverbindungen vorgesehen. Trotz der geringen Angebotsumme wurde der eigene Vorschlag der obengenannten Brückenbauunternehmung nicht angenommen, weil er in der Ausfachung der Hauptträger und in der Linienführung des Obergurtes in ästhetischer Beziehung weit hinter dem Vorschlage der Dänischen Staatsbahnen zurücksteht und weil eine Gelenkbolzenbrücke hinsichtlich der Verstärkungsmöglichkeit und der Widerstandsfähigkeit der Hauptträger bei Zugentgleisungen nicht an eine Brücke mit fest vernieteten Knotenpunkten heranreicht.

Die Hauptträger sind Auslegerträger mit einem Gelenk in jeder der beiden äußeren Öffnungen und mit zwei Gelenken in der mittelsten Öffnung. Die Aufstellung des eisernen Überbaues ist folgendermaßen gedacht: Die eingehängten Träger werden in der Nähe des Ufers zusammengebaut und schwimmend zur Baustelle gebracht. Zwei von ihnen werden zunächst unter den beiden Kragträgern (Abb. 31) als Rüstträger eingebaut. Auf ihnen werden die Kragträger aufgestellt. Die Kragarme selbst werden im freien Vorbau zusammengebaut. Die drei eingehängten Träger werden schließlich schwimmend an ihren Platz gebracht, hochgezogen und mit den Kragträgern verbunden.

Einen von dem Vorschlage der Dänischen Staatsbahnen abweichenden Entwurf für die eisernen Überbauten haben die Firmen Bergsunds mekaniske Verkstads A/B Stockholm, A/B Gotaverken und A/B Lindholmen-Motala eingereicht (Abb. 32). Bei diesem Entwurf sind auch die Vorlandöffnungen mit eisernen Überbauten überbrückt. Von dem einen bis zum anderen Ende der ganzen Brücke zieht sich ein Band von 8 m hohen Parallelfachwerkträgern durch. Über den drei mittelsten Stromöffnungen sind die Paralleträger durch Stabbogen verstärkt. Der Gestaltungsgedanke, der in dieser Form der Brücke sich ausdrückt, ist gut; er will die ganze Überbrückung durch das durchlaufende Paralleträgerband zusammenfassen und die Hauptstromöffnungen durch die Stabbogen betonen. Die Stützweite der Überbauten über den beiden äußersten Stromöffnungen unterscheidet sich aber zu wenig von der Stützweite der Überbauten über den beiden benachbarten Stromöffnungen, um die stark in die Augen fallende und betonte Verschiedenartigkeit der Überbauformen begründet erscheinen zu lassen. Dieser Umstand beeinträchtigt die ästhetische Wirkung der Brücke erheblich. Außerdem sind auch die Durchbiegungen der Überbauten über der äußersten Stromöffnung zu groß. Als Baustoff für die eisernen Überbauten ist St 48 vorgeschlagen.

Die Vereinigung der Firmen Beuchelt & Co. in Grünberg in Schlesien, J. Gollnow & Sohn in Stettin, August Klönne in Dortmund, Mitteldeutsche Stahlwerke A.-G. in Lauchhammer, Vereinigte Stahlwerke A.-G. in Dortmund und C. H. Jucho in Dortmund unter Führung der an letzter

Stelle genannten Firma hat die Herstellung der Stromüberbauten nach dem Vorschlage der Dänischen Staatsbahnen angeboten und dafür einen äußerst beachtenswerten und zweckmäßigen Montageanschlag gemacht, der in der Hauptsache von dem leider zu früh verstorbenen Direktor Henke der Firma Beuchelt & Co. herrührt. Die Überbauten sollen mit Hilfe eines eisernen Fachwerkrüstträgers zusammengebaut werden (Abb. 33 u. 34). Dieser Rüstträger soll auf den gewölbten Überbauten des rechtseitigen Vorlandes zusammengebaut (Abb. 33a) und von da aus in der Brückenachse vorgeschoben werden (Abb. 33b bis h), wobei zuerst die Vorlandüberbauten, dann die Pfeiler und die fertigen Teile der Überbauten als Verschubbahnen dienen. Der Rüstträger besteht aus einem 82,5 m langen Schnabel und einem 137,5 m langen Balken (Abb. 33b). Die Länge des letzteren ist gleich der Stützweite des Überbaues in der ersten Stromöffnung. Der Abstand der Mitten der Hauptträger des Rüstträgers beträgt 12 m (Abb. 34). Die Stromüberbauten, deren Hauptträgerabstand 16,5 m mißt, sollen um den Rüstträger herum zusammengebaut werden, wie dies die Abb. 34 veranschaulicht. Der Kran zum Aufstellen der Überbauten läuft auf den Obergurten des Rüstträgers. An den Rüstträger ist eine Schutzbühne angehängt. Der Rüstträger wird auf Rollvorrichtungen und Verschubwagen vorwärts geschoben. Die Verschubwagen haben die übliche Bauart, sie laufen auf vier Rädern und werden nur unter den Untergurtknotenpunkten 16 des Rüstträgers untergebaut (Abb. 33b). Die Rollvorrichtungen bestehen aus den Rollsätteln, die mit dem Rüstträger verbunden sind, und aus den Rollkäfigen, die auf der Rollbahn laufen (Abb. 35).

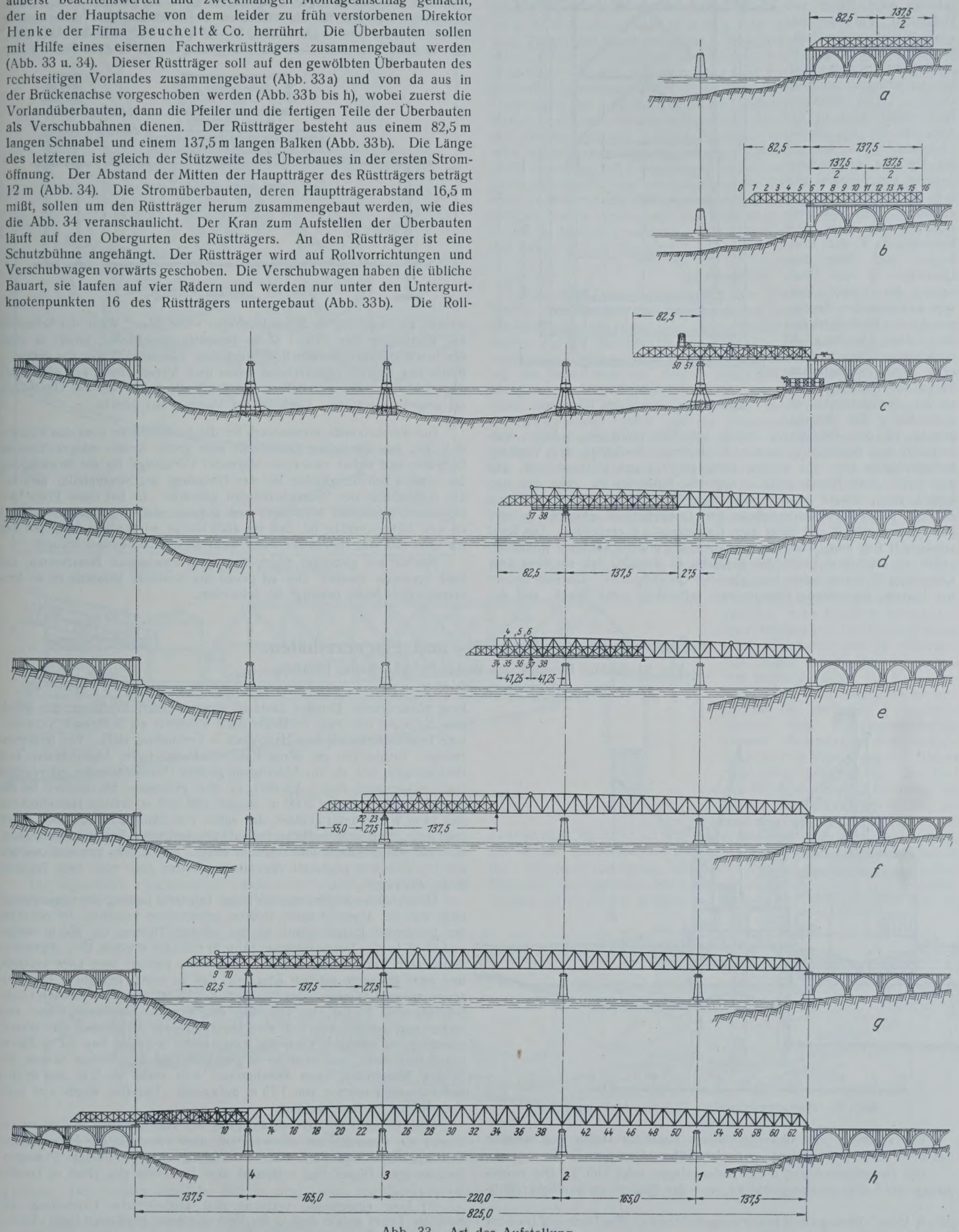


Abb. 33. Art der Aufstellung.

Zu jedem der beiden Hauptträger der Rüstträger gehören zwei Sätze von Rollsätteln. Für jeden Satz von Rollsätteln sind mehrere Rollkäfige notwendig, weil die Rollsättel von den Rollkäfigen beim Verschieben abrollen. Die einzelnen Bauzustände sind in der Abb. 33a bis h veranschaulicht. Von dem in der Abb. 33e dargestellten Zustand aus vollzieht sich z. B. der Weiterbau folgendermaßen: Der eine Rollsattelsatz ist unter dem Knotenpunkt 4 des Rüstträgers und über dem Querträger 35 des Überbaues, der andere Rollsattelsatz unter dem Knotenpunkt 5 des Rüstträgers und über dem Querträger 36 eingebaut. Unter und vor dem ersten Rollsattelsatz liegen die Rollkäfige, der zweite Rollsattelsatz ist noch frei. Die Knotenpunkte 16 des Rüstträgers ruhen auf Verschubwagen. Beim Vorschieben des Rüstträgers werden die hinteren Rollkäfige des vorderen Rollsattelsatzes frei; sie werden zurückgerollt, und zwar so weit, daß der unter dem Knotenpunkt 5 liegende Rollsattelsatz ganz auf den Rollen liegt, sobald er den Querträger 35 erreicht hat. Zu gleicher Zeit hat der vordere Rollsattelsatz den Querträger 34 erreicht; er wird nun hier ausgebaut und unter dem Knotenpunkt 6 eingebaut. Das Spiel wiederholt sich nun. Um das Ausbauen des jeweils vorderen Rollsattelsatzes zu erleichtern, wird die Rollbahn so verlegt, daß sie über dem Querträger 35 etwas höher liegt als beim Querträger 34. Dadurch kommt der hintere, auflaufende Rollsattelsatz selbsttätig unter Druck, und der vordere wird frei, so daß die Rollen unter ihm entfernt werden können und er selbst leicht ausgebaut werden kann. Die Rollen laufen auf einer Rollbahn, die von kräftigen Längsträgern (Abb. 35) gestützt wird. Diese Längsträger werden für die einzelnen Verschiebezustände nacheinander in den Feldern 50—51 (Abb. 33c), 37—38 (Abb. 33d), 34—35 (Abb. 33e), 22—23 (Abb. 33f) und 9—10 (Abb. 33g) eingebaut. In dem Felde 9—10 werden sie endgültig als Schwellenträger verwendet. Wenn der Schnabel des Rüstträgers den Pfeiler (3 im Beispiel) erreicht hat, erhält er eine der beschriebenen ähnliche Rollvorrichtung. Diese muß aber der geringen Breite des Pfeilers entsprechend schon nach Verschiebung um eine Rüstträgerfeldweite, die nur halb so groß wie die Feldweite des Überbaues ist, umgebaut werden. Doch ist der Vorgang der gleiche.

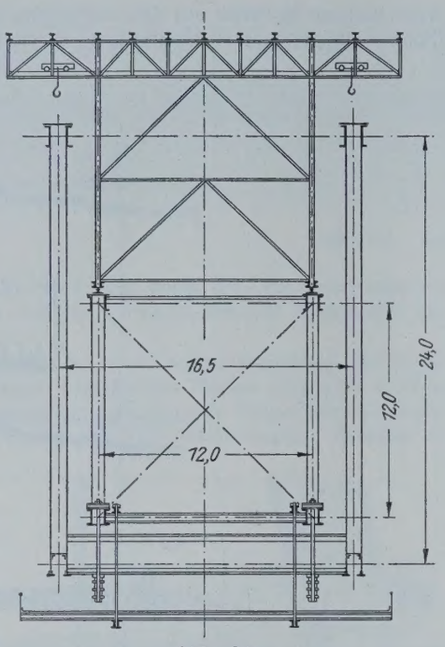


Abb. 34.
Querschnitt durch den Rüstträger.

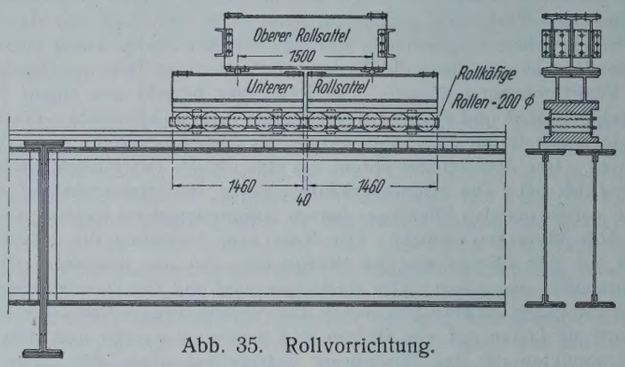


Abb. 35. Rollvorrichtung.

Der internationale Wettbewerb für die große Brücke über den Kleinen Belt hat der Dänischen Staatsbahn eine große Anzahl ausgezeichneter Entwürfe und sicher zum Ziele führender Vorschläge für die Bewältigung der großen Schwierigkeiten bei der Gründung der Strompfeiler und bei der Aufstellung der Stromüberbauten gebracht. Er hat ohne Frage die Ingenieurwissenschaft bereichert und gezeigt, daß die Brückenbaukunst so weit fortgeschritten ist, daß sie auch vor so schwierigen Aufgaben wie vor dem Bau der Beltbrücke nicht mehr zurückzuschrecken braucht.

Möchte ein günstiger Stern über den schwierigen Bauarbeiten, die bald beginnen werden und an denen die deutsche Industrie in so hervorragendem Maße beteiligt ist, schweben.

Über englische Handels- und Fischereihäfen.

Von Baudirektor **Bunnies** und Baurat Dr.-Ing. **Bolle**, Hamburg.

(Fortsetzung aus Heft 15.)

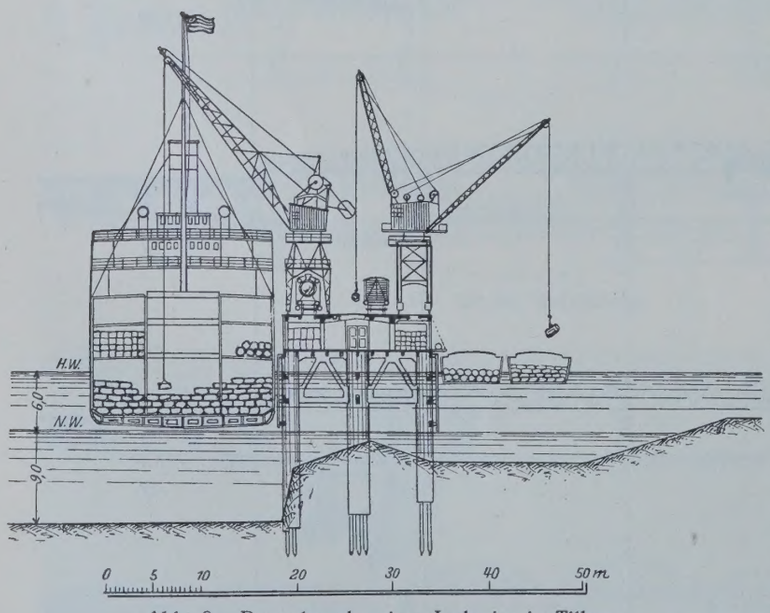


Abb. 8. Doppelgeschossiger Ladepier in Tilbury.

Wir verlassen jetzt den eigentlichen Londoner Hafen und wenden uns dem Cuxhaven Londons, d. h. den Tilbury-Docks zu.[9])

Die Gesamtanordnung dieser Hafenanlagen zeigt Abb. 7. Die zweckmäßig mit Leitwerken ausgerüstete, von der Themse in nördlicher Richtung abzweigende Einfahrt führt in einen offenen Vorhafen, der durch eine Schleuse und zwei im Bedarfsfalle ebenfalls als Schleusen verwendbare Trockendocks mit dem Hauptdock in Verbindung steht. Von letzterem zweigen Stichbecken ab, deren Kais mit Hebezeugen, Lagerhäusern und Gleisanlagen, wie sie zur Abfertigung größter Überseedampfer erforderlich sind, ausgerüstet sind. Parallel zu den genannten Stichbecken ist die Anlage eines weiteren 2000 m langen und 230 m breiten Hafenbeckens (mit 14 m Wassertiefe) geplant, das außer vom Hauptdock aus noch durch eine neue im Bau befindliche flußaufwärts gerichtete Verbindungsschleuse von rd. 305 m Länge und 33,55 m Breite zugänglich gemacht werden soll.[10]) Von dem geplanten Hafenbecken sollen auch noch zwei Trockendocks abzweigen.

Damit solche Schiffe, die nur einen Teil ihrer Ladung absetzen wollen, nicht erst die abgeschleusten Becken aufzusuchen brauchen, ist oberhalb der genannten Hafeneinfahrt an der offenen Themse ein 305 m langer und 15 m breiter Doppeldeckpier (Abb. 8) errichtet worden, der, abgesehen von seiner Verbindung, mit dem Festlande parallel zum Ufer verläuft, und zwar in einem solchen Abstande, daß an seiner Innenseite Flußfahrzeuge anlegen können. Das Oberdeck des Piers, der unmittelbaren Eisenbahnanschluß besitzt, ist kaimäßig mit Kranen, Eisenbahngleisen und Spills ausgerüstet, während das Unterdeck zur Aufnahme von Waren, allerdings in mäßigem Umfange, eingerichtet ist. Der Bau ist in Eisenbeton hergestellt, und zwar ist er gegründet auf drei Reihen Säulen, die in der Mittelreihe einen Durchmesser von mehr als 2 m und in den äußeren einen solchen von 1,75 m aufweisen. Der Bau wurde erst nach dem Kriege zu Ende geführt.

Eine wesentliche Vervollständigung der Hafenanlagen in Tilbury bedeutet die ebenfalls am offenen Fluß, aber unterhalb der Hafeneinfahrt neu angelegte und noch ihrer Vollendung entgegensehende Passagierlandeanlage. Dieser Bau entspricht dem Bestreben der „Port of London

[9]) Vergl. Tilbury Dock Improvements Scheme. The Dock and Harbour Authority 1926, August, S. 320.

[10]) Eine eingehende textliche und zeichnerische Darstellung der Schleuse findet sich in dem in der Vorbemerkung erwähnten Buch: Docks, Wharves and Piers auf S. 213 u. f.

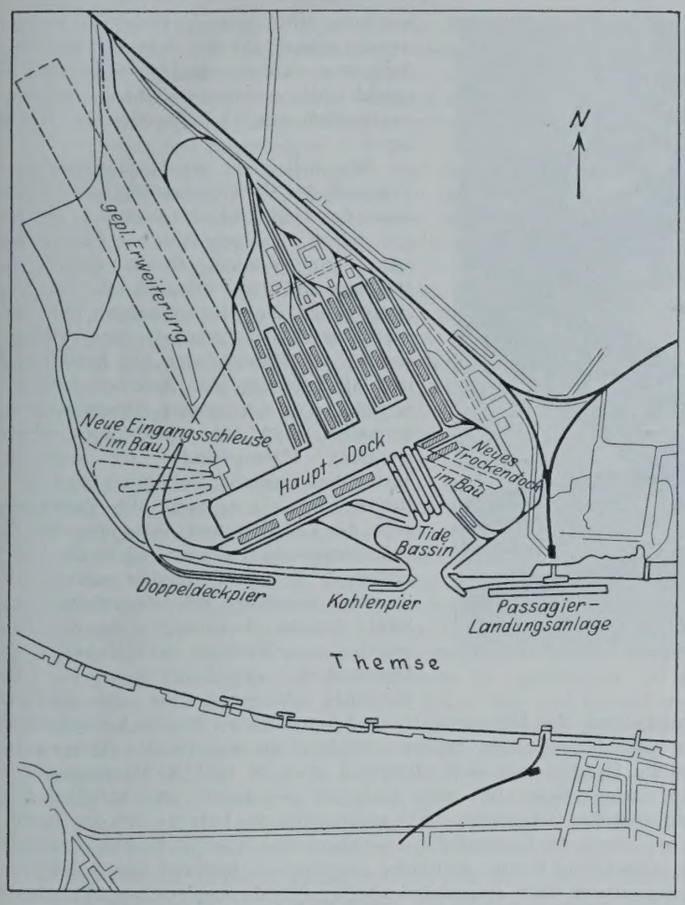


Abb. 7. Plan der Tilbury-Docks.

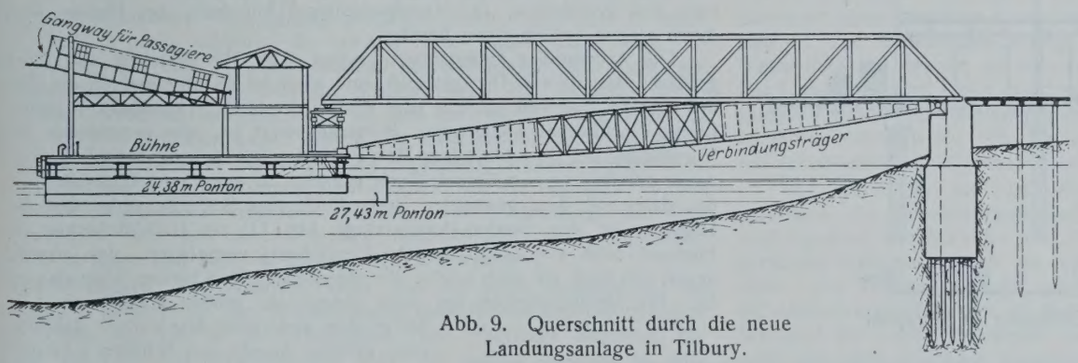


Abb. 9. Querschnitt durch die neue Landungsanlage in Tilbury.

der Abfertigung von Überseedampfern dienen, während der Rest dem Fährverkehr nach dem Kontinent vorbehalten bleiben soll. Die Bühne wird getragen von 63 4,57 m breiten Pontons, von denen 44 je 24,38 m, 15 je 27,43 m und 4 je 30,48 m lang sind; die längeren Pontons werden zum Tragen der Landverbindungen herangezogen. Diese bestehen aus vier Verbindungsträgern und fünf Brücken, von denen eine auf das Oberdeck führt. Die Bühne wird in ihrer Lage festgehalten, einmal durch die erwähnten Verbindungsträger, ferner durch zwei an den Enden befindliche Pfahlbündel und schließlich durch diagonalartig nach dem Lande gespannte Ketten. Am Lande werden entsprechende Abfertigungsräume für Passagiere und Gepäck errichtet. Zwecks weiterer Beschleunigung des Verkehrs wird im Zusammenhang mit den Landungseinrichtungen von der London Midland und Scottish Eisenbahngesellschaft ein neuer Bahnhof mit Wandelhalle gebaut, und zwar als Ausgangspunkt für einen Sonderexpreßverkehr nach London. Nach Zeitungsnotizen ist der auf 18 Pontons montierte östliche Teil in einer Länge von etwa 90 m zu Anfang des Jahres 1928 bereits in Betrieb genommen. Die gesamten Anlagen sollen im Laufe des Jahres 1929 fertiggestellt sein.

Liverpool.[12])

Das erste Dock Liverpools, dessen Eröffnung ein entscheidender Schritt zur überragenden Bedeutung der Stadt als Handelshafen war, entstand schon im Jahre 1715. Zeiten langsamerer Entwicklung folgte zu Beginn des 19. Jahrhunderts, als Lancashire Zentrum der Textilindustrie wurde, ein kräftiger, bis heute anhaltender Aufstieg. In den ersten Zeiten lag die Verwaltung des Hafens ausschließlich in der Hand der Stadt Liverpool, und zwar war die Leitung einer Kommission von 21 von der Stadt ernannten Mitgliedern übertragen. Im Jahre 1825 verlangten die Verfrachter einen Einfluß auf die Zusammensetzung der Kommission, deren Zusammensetzung daraufhin durch ein besonderes Gesetz geändert wurde; 13 Mitglieder blieben von der Stadt zu ernennen und 8 wurden von den Hafeninteressenten gewählt. Um das Jahr 1850 herum war die Mitgliederzahl auf 24 gestiegen, von denen je die Hälfte auf die Stadt und die Kaufmannschaft entfielen. Der Wunsch, den kaufmännischen Einfluß im Hafen noch weiter zu vermehren, gab Veranlassung zur Einsetzung einer Regierungskommission, die über die Gründung einer von der Stadt unabhängigen Verwaltung zu beraten hatte. Die Beratungen führten 1858 zur Gründung des Mersey-Dock- and Harbour-Board, einer öffentlich-rechtlichen Verwaltung, die, von geringfügigen Einzelheiten abgesehen, noch heute in unveränderter Form besteht. Der Harbour-Board setzt sich heute aus 28 ehrenamtlich tätigen Mitgliedern zusammen, von denen 24 durch die Kreise gewählt werden, die Hafenabgaben entrichten; die restlichen 4 Mitglieder werden vom Verkehrsministerium ernannt. Bemerkenswert ist, daß die Stadt an der Verwaltung des Hafens nicht mehr beteiligt ist. Die Zahl der Abgaben zahlenden Personen, die an der Wahl teilnehmen dürfen, beläuft sich zurzeit auf etwa 10 000, und zwar ist ohne Rücksicht auf Wohn- oder Geschäftssitz jeder stimmberechtigt, der im Jahr mindestens 200 R.-M. an Abgaben für Schiffe oder Güter an die Liverpooler Hafenkasse entrichtet. Wählbar dagegen sind nur solche Personen, die mindestens 500 R.-M. an Gebühren bezahlen. Die Mitglieder werden auf vier Jahre gewählt und können dann wiedergewählt werden;

Authority", gegenüber den anderen Kanalanlaufhäfen nicht ins Hintertreffen zu geraten und sich einen angemessenen Teil am Passagierverkehr zu sichern.

Die eigentliche schwimmende Landebühne[11]) (Abb. 9) soll endgültig eine Länge von 348 m erhalten; eine Verlängerungsmöglichkeit ist vorgesehen. Der größere westliche Teil in einer Länge von 256,64 m soll

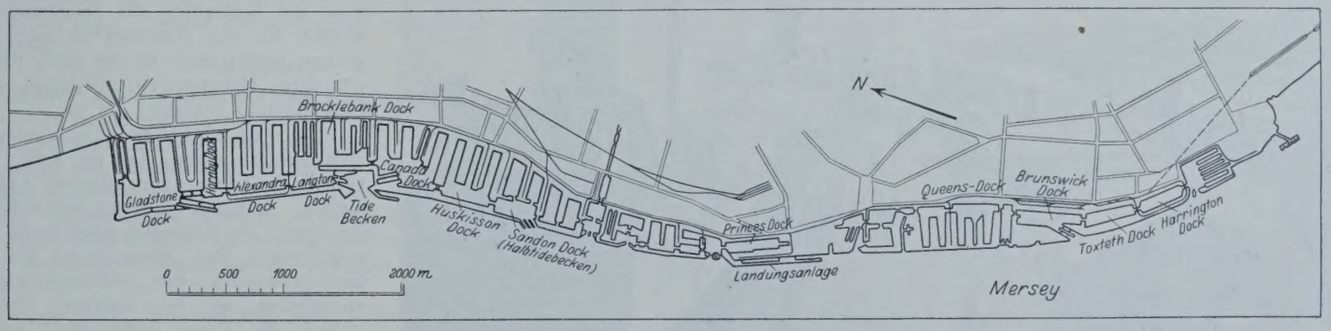


Abb. 10. Plan der Hafenanlage von Liverpool.

jedes Jahr scheiden 7 Mitglieder aus. Die Mitglieder der Verwaltung, die

[11]) Eingehende Beschreibung mit Abbildungen vergl. Docks, Wharves and Piers S. 162 u. f., woraus auch Abb. 9 entnommen ist.

[12]) Vergl. Proctel, H.: See- und Seehafenbau, Berlin 1921, Verlag von Julius Springer, S. 205.

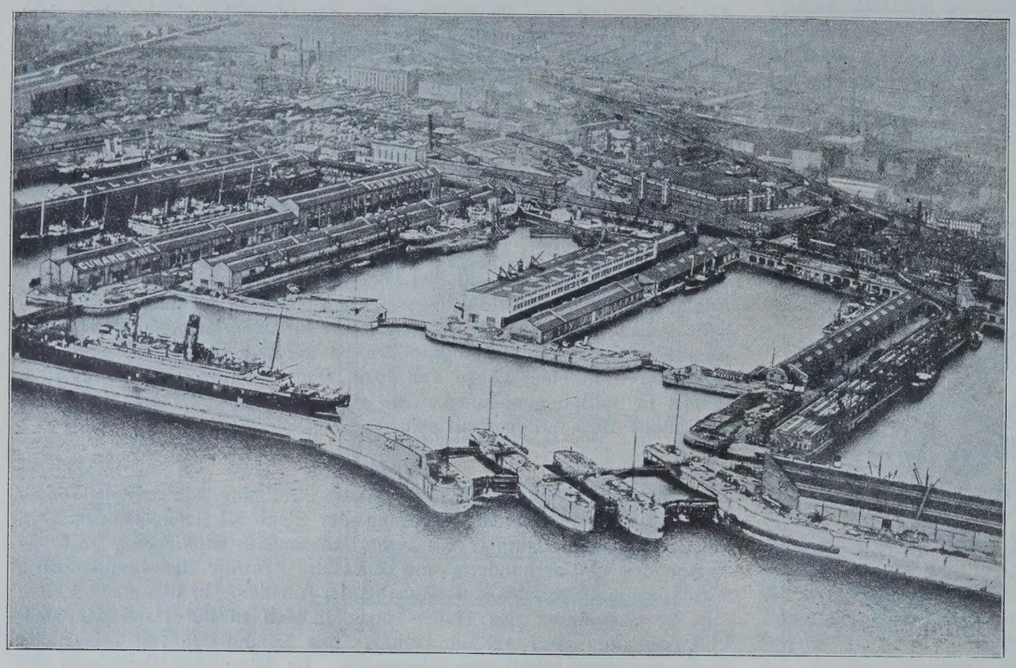


Abb. 11. Die Sandon-Docks in Liverpool.

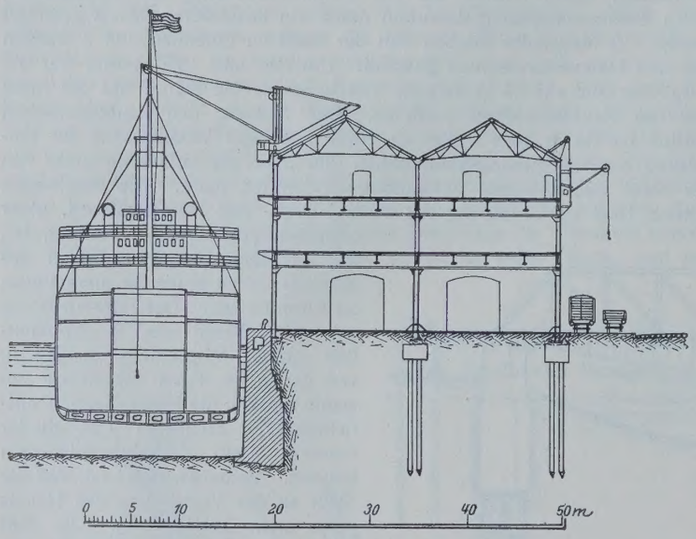


Abb. 12. Dreigeschossiger Schuppen in Liverpool.

Abb. 13. Landungsanlage in Liverpool.

aus ihrer Mitte einen Vorsitzenden wählen, treten einmal in der Woche zusammen. Außerdem werden zehn Unterkommissionen gebildet, die entsprechend ihrer Bedeutung, wöchentlich, alle 14 Tage, oder nach Bedarf tagen.

Wie sich schon aus der ehrenamtlichen Tätigkeit der Verwaltungsmitglieder ergibt, dient der Harbour-Board lediglich der Allgemeinheit, ein geschäftlicher Nutzen soll nicht erzielt werden. Gelder werden angeliehen, und das Parlament setzt die Verzinsung und die Abschreibungen fest. Betriebsüberschüsse müssen für Verbesserungen des Hafens oder für beschleunigtere Abschreibung der Anleihen verwandt werden. Die Liverpooler Hafenverwaltung vermietet ohne jede behördliche Bevormundung Hafengelände; sie setzt die Tarife fest, erhebt Gebühren und stellt Beamte an. U. a. bringt die Verwaltung auch die Gehälter und Pensionen für die Polizeiorgane auf, wenn auch die Stadt Liverpool die Polizeiaufsicht ausübt. Es werden ungefähr 800 Angestellte und 8000 Arbeiter beschäftigt, da die Bauarbeiten einschließlich der Neubauten im Eigenbetrieb ausgeführt werden. Die jährlichen Ausgaben für die bauliche Unterhaltung der Hafenanlagen sind beträchtlich; für die Instandhaltung der Kais, Hafenbecken, Brücken, Straßen, der maschinellen Anlagen und für die Baggerungen sind alljährlich etwa 20 Mill. R.-M. ausgeworfen. Der Harbour-Board hat aber auch auf der Reede und auf dem Fluß unbeschränkte Befugnisse. Ihm unterstehen das Lotsen- und das Tonnenwesen, sowie die Feuerschiffe, was ebenfalls erhebliche Kosten verursacht. Die Verwaltung besitzt zahlreiche Lagerhäuser, Speicher und Kühlhäuser, im besonderen auch ausgedehnte Anlagen für die Lagerung von Petroleum. Ebenfalls gehören ihr die Gleise an den Kais und die Verbindungsgleise nach den Bahnhöfen; der Verschiebedienst innerhalb des Hafens wird durch eigene Lokomotiven besorgt.

Die Liverpooler Hafenanlagen (vergl. Abb. 10) bestehen aus einer größeren Anzahl von Dockgruppen, und zwar ist im allgemeinen die Anordnung so, daß von parallel zum Fluß verlaufenden Hauptbecken gabelförmig Dockbecken abzweigen. Bemerkenswert ist, wie verschieden die Verbindung der Docks mit dem Mersey-Fluß gelöst ist. So führt beispielsweise der Zugang zum Canada-Dock zunächst in ein offenes (Tide) Becken, das dann mit dem genannten Dock durch eine Schleuse verbunden ist. Dagegen ist den Sandon-Docks (vergl. Abb. 11) ein Halbtidebecken (in England auch als Vestibülbecken bezeichnet) vorgelagert, das sowohl gegen den Fluß als auch gegen die eigentlichen Dockbecken abgeschleust ist. Ein Halbtidebecken hat zwar einen sehr großen Wasserverbrauch, bietet aber anderseits den Vorteil, daß man eine größere Anzahl von Schiffen schneller in die Docks hinein- bezw. hinausbringen kann. Der Umstand, daß die dem Güterumschlag dienenden Docks senkrecht zum Fluß liegen, erschwert den Eisenbahnanschluß außerordentlich. Eine Erklärung kann nur darin liegen, daß die Aufteilung des Hafengeländes zu einer Zeit geschah, als man die Bedeutung der Eisenbahnverbindungen für den Hafenbetrieb noch nicht erkannt hatte; dafür spricht auch, daß verschiedene Hafenzungen überhaupt keinen Gleisanschluß besitzen.

Über die Kaischuppen in Liverpool ist allgemein zu sagen, daß sie dem Transitverkehr und nicht der längeren Lagerung dienen. Trotzdem sind infolge räumlicher Beengtheit die Schuppen größtenteils mehrgeschossig. Der Raummangel hat auch dazu gezwungen, daß zahlreiche Schuppen unmittelbar an der Kaikante (Abb. 12) stehen; die Krane laufen dann auf den Schuppendächern, was natürlich eine sehr schwere Konstruktion der Dächer bedingt. In diesen Fällen ist die Einziehbarkeit des Auslegers der Level-Luffing-Krane von unschätzbarem Vorteil. Die Dachkrane setzen die Hieven auf feste oder aufklappbare

Ladepodeste ab. Auf der Landseite arbeiten einige fahrbare Dampfkrane zum Übersetzen schwerer Stückgüter auf Eisenbahnwagen. Diese Hebeeinrichtungen sind um so notwendiger, als die Schuppen keine Rampen besitzen, sondern so eingerichtet sind, daß die Lastfuhrwerke unmittelbar in das Erdgeschoß hineinfahren.

Weit bekannt und oft beschrieben sind die Passagier-Landungsanlagen in Liverpool[13]), so daß wir uns in diesem Rahmen zur Hauptsache mit einer Abbildung (13) begnügen können. Erwähnt sei nur, daß die Fuhrwerkverbindung mit dem Lande im Gegensatze zu den Fußgängerverbindungen als schwimmende Brücke ausgestattet ist. Bei höchstem Wasserstande schwimmt diese 167,64 m lange und 10 m breite Brücke wagerecht, während bei niedrigeren Wasserständen sich die einzelnen Schwimmkasten auf einen fest gegründeten Unterbau aufsetzen, derart, daß eine mäßige Neigung entsteht.

Besonderes Interesse beanspruchen die am nördlichsten, d. h. untersten Ende der gesamten Hafenanlagen gelegenen Gladstone-Docks[14]), die am 19. Juli 1928 dem Verkehr übergaben wurden. Die Anlage war vom Parlament bereits 1906 genehmigt worden, und zwar war die erste Arbeit der Bau des 1913 eröffneten Trockendocks, welches das größte Europas ist. Das ursprünglich nur für Ausbesserungszwecke bestimmte Dock ist so ausgestaltet, daß es auch als normales Umschlagbecken benutzt werden kann; zu diesem Zwecke ist auf der Nordseite ein einstöckiger, 30 m breiter Schuppen vorhanden. Das Dock ist 320 m lang und hat auf der Sohle eine Breite von rd. 43 m und in Wasserspiegelhöhe eine solche von rd. 47 m; die Wassertiefe beträgt rd. 13 m. Die Pumpenanlage ist so leistungsfähig, daß das Dock in $2^1/_2$ Stunden trocken gelegt werden kann, wobei 200000 t Wasser zu entfernen sind. Der ursprüngliche Zugang des Docks vom Mersey aus ist wieder versperrt und ersetzt worden durch eine Verbindung mit dem Vorhafen der Gladstone-Becken.

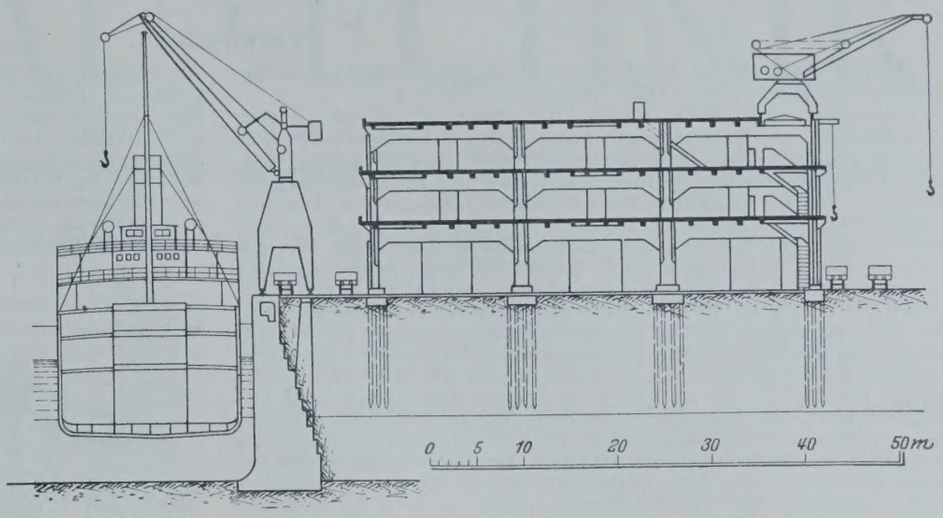


Abb. 14. Dreigeschossiger Kaischuppen der Gladstone-Docks in Liperpool.

Die eigentlichen Gladstone-Docks bestehen aus dem eben erwähnten, rd. 81 ha großen Vorhafen, in dem Schiffe bis zu 185 m Länge gedreht werden können, und zwei je 121 m breiten und 391,4 bezw. 432,5 m langen Seitenbecken. Der Zugang geschieht durch eine 326,13 m lange und 39,62 m breite Schleuse, die etwa in Nord—Süd-Richtung liegt. Es ist fast zu jeder Zeit — einige Stunden bei außergewöhnlich niedrigem Wasser ausgenommen — möglich, Schiffe bis zu 9 m Tiefgang einzuschleusen, wobei zu berücksichtigen ist, daß die Tide in Liverpool bis zu mehr als 9 m auflaufen kann. Neben der eben beschriebenen ist später der Bau einer zweiten, zur Entlastung dienenden Schleuse vorgesehen. Die Dockanlagen selbst können nach Norden hin im Anschluß an das erwähnte Trockendock vergrößert werden. Die Verbindung mit dem Hornbydock und den anschließenden Nachbardocks wird durch eine 196,59 m lange und 27,43 m breite Schleuse hergestellt.

Die Becken der Gladstone-Docks sind in voller Ausdehnung im Trockenen hergestellt. Die in Stampfbeton ausgeführten Kaimauern haben eine Höhe von 19,2 m über Docksohle. Der tragfähige Baugrund bestand aus Fels und festgelagertem Kies; der Aufbau geschah in ausgezimmerter Baugrube. Über der Hochwasserlinie enthalten die Mauern einen Tunnel zur Aufnahme von Kabeln, Rohrleitungen u. dergl.

Die Kaischuppen (Abb. 14) sind dreistöckige Eisenbetonbauten und haben platte, asphaltierte Dächer, auf denen Krane laufen. Die Tragkonstruktion der Decken ist besonders schwer; im ersten Stock ist noch eine Nutzlast von 2 t/m² möglich. Die teils als Dachkrane, teils als Portalkrane (Abb. 14) ausgebildeten kaiseitigen Hebezeuge haben eine Tragkraft von 1,5 t, während die landseitigen nur eine Tragfähigkeit von 1 t besitzen.

Manchester.[15])

Manchester bezw. seine Umgebung sind bekannt als Sitz einer Textilindustrie, der Weltbedeutung zukommt. Im vorigen Jahrhundert war der mit der genannten Industrie im Zusammenhang stehende umfangreiche Güterverkehr fast ausschließlich auf den Hafen Liverpool, mit dem ausgezeichnete Eisenbahnverbindung bestand und auch noch besteht, angewiesen. Wirtschaftliche Erwägungen ließen den Gedanken aufkommen, durch Anlage einer Wasserstraße sowohl die Fracht an sich zu verbilligen, als auch durch unmittelbaren Verkehr zwischen Schiff und Verlader bezw. Empfänger Zwischentransporte weitgehend auszuschalten. Das Ergebnis war, daß im November 1887 ein nach Manchester führender Seekanal begonnen und 1894 eröffnet wurde, durch den die Stadt unter Ausschaltung des bisherigen Hafens Liverpool selbst zur Hafenstadt wurde. Daß die Schaffung dieses ursprünglich viel befehdeten Wasseranschlusses richtig war, und daß sich die derzeit in den Kanal und die Hafenanlagen investierten 300 Mill. Mark bezahlt gemacht haben, vermag man der Tatsache zu entnehmen, daß Manchester heute bezüglich seines Verkehrs an vierter Stelle unter den britischen Häfen steht.

Der rd. 57 km lange und mittels fünf Haltungen einen Höhenunterschied von 21 m überwindende Seekanal ist bezüglich seiner Linienführung und sonstigen technischen Ausgestaltung in den als Quellenmaterial angegebenen Handbüchern[16]) genügend beschrieben, so daß sich ein näheres Eingehen in diesem Rahmen erübrigt. Es sollen nachstehend lediglich einige Angaben gemacht werden, die einen Begriff davon geben, welcher Art Schiffe den Kanal benutzen können. Die Maße der großen Schleusen sind: Nutzbare Länge 182,88 m, Breite 24,38 m, Drempeltiefe 8,32 m. Die Sohlenbreite beträgt auf offener Kanalstrecke 36,6 m, die Wassertiefe auf der am meisten landeinwärts gelegenen Strecke 8,53 m. Die Unterkante der festen Brücken liegt nur 22,86 m über dem Kanalspiegel. Größere Schiffe mit festen Masten können also den Kanal nicht befahren. Vielfach sind die auf dem Kanal verkehrenden Schiffe daher mit teleskopartig einziehbaren Masten ausgerüstet.

Der Kanal, die an ihm entstandenen Hafenanlagen sowie dazugehöriges, für Erweiterungen und Industriezwecke gedachtes Gelände sind Eigentum der Manchester Ship Canal Co., einer 1885 ins Leben gerufenen Privatgesellschaft, die jedoch unter Aufsicht der Stadtverwaltung steht. Der Vorstand besteht aus 21 Mitgliedern, von denen 10 durch die Aktionäre gewählt und 11 durch die Stadtverwaltung ernannt werden. Während der erste Vorsitzende aus der Gesellschaft selbst hervorgeht, wird der stellvertretende Vorsitzende von der Stadtverwaltung gestellt. Bemerkenswert ist, daß die Gesellschaft eigene Polizeiorgane besitzt. Die Gesellschaft betreibt grundsätzlich alle im Hafen vorhandenen Einrichtungen, wie Schuppen, Speicher, Hebezeuge, Fördergeräte und Eisenbahnanlagen, selbst. Die Bedeutung der Manchester Ship Canal Co. und die gewaltige Entwicklung, die sie seit ihrer Gründung genommen hat, werden am besten durch einige Zahlen über den Warenverkehr des Hafens von Manchester verdeutlicht, die dem letzten Jahresbericht der Gesellschaft entnommen sind. Der Warenverkehr belief sich

im	Jahre	1894	auf	925 659	Tonnen
„	„	1896	„	1 826 237	„
„	„	1900	„	3 060 516	„
„	„	1905	„	4 253 354	„
„	„	1910	„	4 937 631	„
„	„	1915	„	5 434 046	„
„	„	1920	„	4 387 363	„
„	„	1921	„	3 293 670	„
„	„	1922	„	4 273 544	„
„	„	1923	„	5 363 940	„
„	„	1924	„	5 435 508	„
„	„	1925	„	5 881 691	„
„	„	1926	„	6 830 879	„
„	„	1927	„	6 359 420	„

(Schluß folgt.)

[13]) Vergl. Docks, Wharves and Piers, S. 160 u. f.

[14]) Vergl. Die Erweiterungsbauten für das Gladstone-Dock in Liverpool. „Die Bautechnik“ 1924, Heft 43. — The New Gladstone Docks, Liverpool. The Dock and Harbour Authority 1927, August, S. 314 bis 318. — The Gladstone Docks, Liverpool. Engineering 1927, Juli, S. 70 bis 73.

[15]) Vergl. The Manchester Ship Canal and Ellesmere Port. The Dock and Harbour Authority 1928, November, S. 3 bis 9.

[16]) Vergl. H. Proetel, See- und Seehafenbau, S. 214/15. Berlin 1921. Jul. Springer. — O. Franzius, Der Verkehrswasserbau, S. 602 bis 604. Berlin 1927. Jul. Springer.

Vermischtes.

Bericht über die 32. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins vom 7. bis 9. März 1929. (Schluß aus Heft 16.)

Als elfter Vortragender sprach Dipl.-Ing. Luft, München, über „Leichtbeton als Baustoff und hochwertiger Isolierstoff". Zur Verminderung der Schall- und Wärmeleitfähigkeit hat die Schaffung möglichst kleiner voneinander getrennter Luftzellen sich am zweckmäßigsten erwiesen. Für die Herstellung eines derartigen Betons, des sogenannten Zellenbetons, wird besonders vorbereiteter Schaum in den Mörtel eingeblasen und mit diesem gleichmäßig vermischt (gepeitscht). Bei Anwendung dieses Verfahrens tritt während der Erhärtung des Betons keine Volumenänderung ein. Schwinderscheinungen nehmen mit dem Wassergehalt des Mörtels zu, können jedoch gegebenenfalls durch Dampfhärtung um 75 % vermindert werden. Die Eigenschaften des fertigen Zellenbetons hängen von der Menge des beigegebenen Schaumes ab; dementsprechend wechseln das Eigengewicht, die Festigkeit und die Wärmeleitzahl; letztere beträgt etwa 0,049. Im übrigen ist der Zellenbeton rostschützend und feuerhemmend. An diese allgemeinen Betrachtungen anschließend wurden die verschiedenen Anwendungsgebiete des Zellenbetons, insbesondere als Isolierstoff, erörtert. Für Fernheizleitungen aus Zellenbetonguß sind nur kleine Querschnitte der Arbeitsgraben erforderlich; die Anwendung einer Zellenbetonschale für Heizrohrleitungen wurde z. B. in Berlin durchgeführt. In Kühlräumen empfiehlt es sich, auf der wärmeren Seite einen Asphaltanstrich mit Rabitzverkleidung anzubringen. Auch zur Verhinderung von Schwitzwasserbildung hat sich Zellenbeton bisher bewährt. Für Wohnhausbauten findet Zellenbeton in Form von Bausteinen oder Platten Verwendung; eine Ausbildung als Skelettbau erwies sich erst bei mehr als vier Geschossen als zweckmäßig. Schließlich folgten noch einige Zahlenangaben zum Vergleich mit anderen Bauweisen und Baustoffen.

Über „Leichtbeton als Baustoff" berichtete Regierungsbaumeister Fraenkel, Berlin. In diesem Vortrag wurde vornehmlich der Gasbeton (Aerokret)[1]) behandelt, bei dem zur Erzielung der Poren dem Betongemenge chemische Zusätze beigegeben werden, die in Verbindung mit dem Anmachwasser Gase entwickeln. Dabei entstehen im allgemeinen größere Poren als bei Zellenbeton. Der Gasbeton läßt sich ebenfalls in verschiedener Beschaffenheit herstellen, so daß Eigengewichte von 0,35 bis 1,5 t/m³ erreichbar sind, bei denen auch die übrigen Eigenschaften wie Druckfestigkeit, Wärmedurchgangszahl usw. entsprechend wechseln. Gasbeton ist als frost- und feuerbeständig anzusehen; die Versuche über den Wärmeschutz sind noch nicht ganz ausgewertet. Zur Herstellung werden etwa 15 % Wasser benötigt, so daß die Schwindung größer ist als bei Kiesbeton. Gasbeton kann in Form von fabrikmäßig angefertigten Teilen zur Baustelle angeliefert oder dort selbst hergestellt werden. Da bei den chemischen Vorgängen des Abbindens erhöhte Wärmeentwicklung eintritt, können die Arbeiten auch bei Frost bis —4° durchgeführt werden. Bei geringem Raumgewicht eignet sich der Gasbeton besonders als Isolierstoff, bei höherem mehr zur Ausfachung von Skelettbauten oder als tragender Baustoff (Platten, Wände u. dergl.); hierüber liegen bereits aus Schweden und anderen Ländern gute Erfahrungen vor. Auch bei Decken und Dacheindeckungen hat der Gasbeton schon Anwendung gefunden. Infolge seines geringen Gewichtes und seiner sonstigen Eigenschaften vermag dieser Baustoff wirtschaftliche Vorteile zu bieten und verdient daher, daß seine Entwicklung weiter gefördert wird.

In der anschließenden Aussprache führte Baudirektor Lüdecke, Leipzig, einen Film vor, der die Herstellung von Wohnhäusern in Leipzig unter Verwendung von Gasbeton wiedergibt, und zeigte, daß die Verhütung der Bildung von Schwindrissen besonderer Aufmerksamkeit bedarf. Architekt Assmus erwähnte den Schima-Gasbeton, der sehr zähe und schallsicher sein soll.

Zum Schluß gab Oberbaurat Dr. Emperger, Wien, „Einleitung und Erläuterungen zur Vorführung des Films vom Bau der Brücke von Plougastel". Ausgehend von einer Betrachtung des Baues von Brücken mit Bogen über oder unter der Fahrbahn folgten zahlenmäßige Vergleiche über die Entwicklung derartiger Brücken besonders in Deutschland, Frankreich und Anglo-Amerika. In Deutschland wird die Ausbildung mit Gelenken oft bevorzugt. Während bei größeren Brücken bisher das Kühnheitsverhältnis l^2/f kaum den Wert 1000 erreichte, wird diese Zahl neuerdings sogar überschritten. Die Erörterungen wurden durch Lichtbilder einer Reihe von Beispielen ausgeführter Brücken, besonders aus Deutschland, begleitet. Darauf folgte die Vorführung des Films über die einzelnen Bauabschnitte der Brücke von Plougastel. Diese besitzt drei Hauptöffnungen von 186 m Lichtweite mit über dem Bogen liegender Fahrbahn. Die Bauausführung ist insofern besonders bemerkenswert, als das aus rd. 600 m³ Holz hergestellte freitragende bogenförmige Lehrgerüst nacheinander für die drei Öffnungen verwendet wurde. Es war beiderseits auf Prahmen gelagert und wurde ein- und ausgeschwommen; während des Betonierens der Bogen wurde das Gerüst mittels besonderer Vorrichtungen an den bereits fertiggestellten Pfeilern aufgehängt. Auch im übrigen brachte der Film manches Beachtenswerte für den Bau großer Bogenbrücken.

Die 32. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins bot somit wiederum eine Fülle von interessanten Vorträgen und Anregungen und legte Zeugnis davon ab, daß an der Entwicklung der Betonbauweise und aller zugehörigen Gebiete des Bauwesens lebhaft und auch erfolgreich gearbeitet wird. Wenn auch ein Teil der Vorträge in den Fachzeitschriften veröffentlicht wird, wäre es zu begrüßen, wenn der gedruckte Bericht über die Tagung, der auch die Aussprachen usw. enthält, in nicht allzu ferner Zeit erscheint. Dr.-Ing. Roll.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1928, Heft 28, S. 417.

Führung von Zylinderschützen für Schleusen und Stauwerke größerem Gefälle. Die Beantwortung der Frage, bis zu welchem fälle Zylinderventile mit übergestülpter Glocke bekannter Art verwe werden können, ist wesentlich davon abhängig, ob eine genügend Führung für den beweglichen Zylinder zu schaffen ist, damit diese besonders bei teilweiser Öffnung — nicht in Schwingungen gerät durch Resonanzwirkung schädliche Kräfte erzeugen und dadurch das werk gefährden können.

Als Beitrag zur Lösung dieser Frage ist in den Abb. 1 bis 6

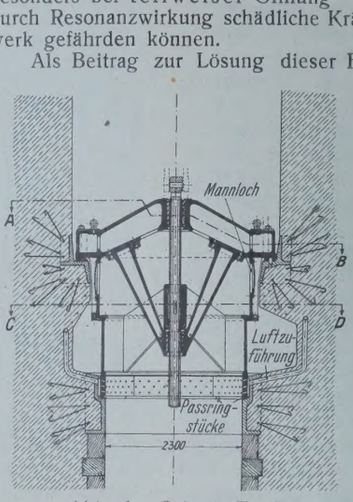


Abb. 1. Schnitt *E—F*.

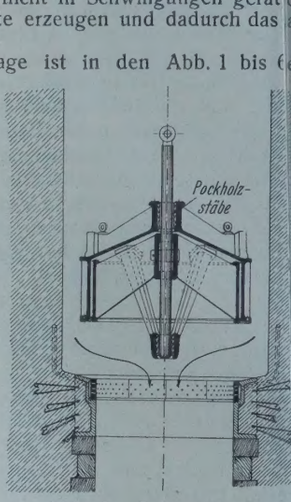


Abb. 2. Schnitt *G—H*.

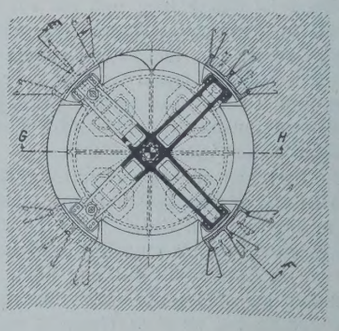


Abb. 5. Schnitt *A—B*.

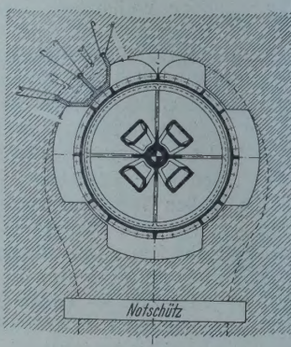


Abb. 6. Schnitt *C—D*.

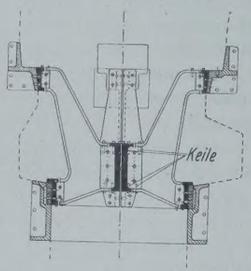


Abb. 3. Schnitt *J—K*.

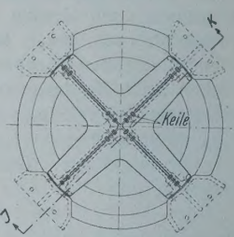


Abb. 4. Aufsicht.

Abb. 3 u. 4. Mehrteilige Schablone zum Einbau der Sitzringe und Lagerplatten.

Ventil dargestellt dem die Rippen beweglichen Zy ders sich kreuzen den Stützrippen unteren festen Lag der Führungsstan des beweglichen linders. Diese F rungsstange kann her an zwei genüge weit voneinan entfernten Punkt oberhalb und unt halb des beweglich Zylinders, gefü werden.

In der Regel ist, wie in dem dargestellten Beispiel gezeigt, genüge Platz vorhanden, um sowohl die Führungsachse, als auch die Gloc nebst dem nach unten aus ihr herausziehbaren vierbeinigen Bock genüge kräftig herzustellen und sicher an dem Beton zu befestigen. Der gena Einbau der Glocke, an der die Führungslager des beweglichen Zylind befestigt sind, wird wesentlich erleichtert, wenn die in Abb. 3 u. 4 d gestellte Einbau-Schablone verwendet wird, und wenn an allen Befestigun stellen der Glocke und des Sitzringes Paßplatten vorgesehen werd Für den Sitzring hat die Einfügung solcher Paßringstücke noch den V teil, daß er von Zeit zu Zeit nachgearbeitet werden kann, wenn s infolge der Schleifwirkung des Sandes und infolge von Kavitatio erscheinungen zu starke Abnutzungen zeigen. — Angedeutet sind in d Abbildungen auch die aus der amerikanischen Patentliteratur bekannten strebungen, durch Zuführung von Luft zu den kavitationsgefährlichen Fläch Kavitationsschäden zu bekämpfen. Loebell, Oberregierungsbaurat.

INHALT: Eiserne Spundbohlen bei Herstellung der Kammerwände für die Schleusen Friedri feld und Hünxe des Kanals Wesel-Datteln. — Die Brücke über den Kleinen Belt. — Über englis Handels- und Fischereihäfen. — Vermischtes: Bericht über die 32. Hauptversammlung Deutschen Beton-Vereins. (Schluß.) — Führung von Zylinderschützen für Schleusen und St werke bei größerem Gefälle.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

. Jahrgang BERLIN, 26. April 1929 Heft 18

Alle Rechte vorbehalten.

Die Energievernichtung an Wehranlagen.

Von Reg.-Baumeister **A. Schäfer,** Stuttgart.

Die starke Energienutzung bei Wasserkraftwerken macht es notwendig, chwässer, die oft der mehrfachen Größe der höchsten Betriebswasser- nge entsprechen, als Überfall oder Druckstrahl, über oder unter der im Stau befindlichen Wehrkonstruktion abzuführen. Große Wasser- ngen werden durch diese Maßnahme gezwungen, die ganze Stauhöhe durchfallen, und bilden im Unterwasser, auf kurze Strecke, einen den Strom von ungeheurer Gewalt. Die frei werdenden Energien ssen sich austoben. Ist im Flußbett unterhalb des Wehres kein Unter- sser vorhanden, so saugen, nagen und graben die mit großer Ge- windigkeit schießenden Wasserstrahlen an der Sohle. Steinwalzen, lenpflaster aus zentnerschweren Steinen werden von den rasch chselnden Druck-, Zug- und Stoßwirkungen in kurzer Zeit zerstört. mmt sich ein vorhandenes Unterwasser gegen die anstürzenden Strom- valten, so wühlen rasch drehende Walzen und Wirbel tiefe Kolke in e ungenügend geschützte -Sohle. Der Unterschied ist nur, daß die bremslänge bei vorhandenem Unterwasser geringer ist, der Angriff auf Kunstbauten und die Sohle ist gleich schlimm. Größere Schäden, in den letzten Jahren im Unterwasser verschiedener Wehrbauten ent- nden, ließen mehr als je wieder die Frage der Energievernichtung an hranlagen in den Vordergrund treten. Zu welchen Kraftwirkungen reißender Wasserstrom fähig ist, zeigen die Schäden in hochwasser- lrohten Ortschaften, wo Wildbäche ganze Straßen aufrissen, Bäume wurzelten und steinerne Brunnentröge fortschleppten. Selbst Granit t nicht stand, wie die Kolkwirkungen in den Wehranlagen Kachlet, tenstein und Forbach zeigten.

Am schlimmsten und unwiderstehlichsten ist die Wirkung der Stoß- ft, wenn große Flächen sich ihr entgegenstellen, was sich ohne weiteres ihrer Formel $P = \gamma \cdot \frac{F v^2}{g}$ ergibt. Tückischer und daher oft gefährlicher die Stoßwirkung, gegen die eine wagerechte gut gepflasterte Sohle und für sich ziemlich geschützt wäre, wird für diese die Saugwirkung ießender, sich von der Sohle ablösender Wasserstrahlen oder rasch drehender Walzen und Wirbel. Wie starke Luftwirbel Dächer und ıser emporheben können, vermögen Wasserwirbel durch Unterdruck ere Steine aus der Sohle zu saugen. Zieht man noch die Parallele mit Kavitationserscheinungen an Turbinen und Wehrschützen, wo die lraumbildungen den Bestand einer ganzen Anlage gefährden können, n bekommt man einen richtigen Begriff von der Zerstörungskraft ser blitzschnell wechselnden Beanspruchungen zwischen Zug und Druck. er nicht nur Unterdruckräume in den Tiefen des Wassers, sondern auch ıckschwankungen auf der Sohle, verursacht durch Wellenberge und er, wirken furchtbar zerstörend selbst auf eine gut abgepflasterte le, oder auf plattigen und klüftigen Fels. Wie Abb. 1 zeigt, ent- nen dadurch die ge- chteten Grundquellen; mag doch ein 40 cm es Wellental eine lenplatte von rd. 30 cm rke abzuheben. Gering tet gegenüber diesen ftwirkungen die Folge- cheinung der Schlepp- ft, ausgedrückt durch Formel $P = \gamma t J$, an.

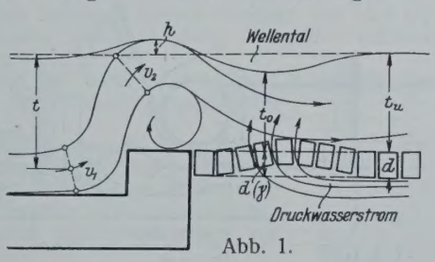


Abb. 1.

Der Ausbildung Abfallbodens ist s besondere Sorg- zu widmen. Die fachste, aber auch kostbilligste herung ist ein chlich langer und rker Abfallboden Beton oder ßen Betonblöcken.

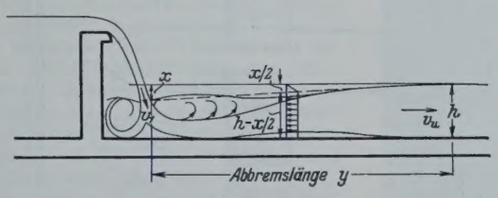


Abb. 2.

Aus der Bedingung, daß die lebendige Kraft des türzenden oder unter Druck durchströmenden Wassers durch die Stemm- kung des Unterwassers zum größten Teil vernichtet wird, ergibt sich er der Annahme eines stetig anwachsenden Wasserauflaufrückens nach b. 2 folgende Arbeitsgleichung auf 1 m Wehrbreite bezogen:

Lebendige Kraft des Wasserstrahles = Arbeit der mittleren Wasser auflaufkraft:

$$\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot \frac{Q}{g} \left(v_1^2 - v_u^2 \right) = \gamma \left(h - \frac{x}{2} \right) \frac{x}{2} \cdot y.$$

In einem praktischen Fall war $Q = 3$ m³/sek, $v = 4{,}43 \sqrt{h} = 4{,}43 \sqrt{5{,}1} = 10$ m/sek, $v_u = 1{,}7$ m/sek, $hu = 1{,}45$ m, $x = 0{,}30$ m.

Mit diesen Werten erhält man für die Abbremslänge

$$y = \frac{0{,}15\,(100 - 2{,}9)}{1{,}55 \cdot 0{,}15} = 62 \text{ m}.$$

Die praktischen Erfahrungen haben gelehrt, daß in Übereinstimmung mit diesem Ergebnis ein wagerechter Wehrabfallboden bei etwa 5 m Stauhöhe auf nahezu 50 m Länge gut befestigt werden muß.

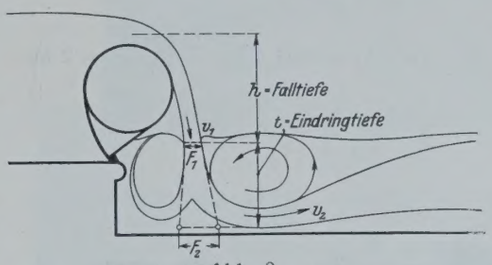


Abb. 3.

Ein vertieftes Wassersturzbecken nach Abb. 3 vermag durch die Bildung einer größeren energieverzehrenden Deckwalze schon eine wesentliche Verbesserung zu bringen, wenn auch ein Totfallen des abstürzenden Wassers erst bei praktisch nicht ausführbaren Tiefen erreicht wird. Versuche haben gezeigt, daß ein geschlossener luftfreier Strahl bei kleinen Fallhöhen um ein Mehrfaches der Höhe in das Unterwasser eindringt. Es wäre von großem Vorteil, wenn die Forschung dieses Gebiet der Strahldurchdringungen möglichst bald aufklären würde. Nach der Arbeitsgleichung wird erhalten

$$\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot \frac{F_1 v_1}{g} \left(v_1^2 - v_2^2 \right) = \frac{F_1 + F_2}{2} \cdot \frac{t}{2} \cdot \gamma t.$$

Setzt man näherungsweise für kleinere Höhen $F_1 = F_2$ und $v_2 = 0$, so ergibt sich die Eindringtiefe $t = 3 \sqrt{h} \sqrt{h}$. Für eine Fallhöhe von 5 m wäre demnach zum Totfallen des Wasserstrahles eine Wassertiefe von 10 m erforderlich. Der Hauptvorteil eines vertieften Absturzbeckens liegt daher in der Raumschaffung für energieverzehrende Walzen.

Die lebendige Kraft einer Walze wird ausgedrückt durch die Formel

$$E = \frac{J p_0 w^2}{2} = \frac{J p_0 v^2}{2 r^2} = \gamma \frac{\pi r^4 l v^2}{2 g \, 2 r^2} = \gamma \frac{\pi r^2 v^2}{4 g} \cdot l.$$

Eine Walze von 2 m Durchm. und 1 m Länge, die mit 5 m/sek Umfangsgeschwindigkeit umläuft, verzehrt demnach $E = \frac{3{,}14 \cdot 1^2 \cdot 25}{4 \cdot 10} = 2$ tm; da diese Drehungsenergie der Strömungsenergie entnommen wird, erhellt hieraus die Bremswirkung der Wasserwalzen. Wenn die Bildung einer Deckwalze bei einer Energievernichtungsanlage demnach stets zu erstreben ist, so darf man nicht übersehen, daß eine Grundwalze, die sich auf einer schlecht oder nicht geschützten Sohle dreht, mehr Schaden als Nutzen bringt. Die kreisenden Wasserstrahlen leisten eine hier sehr unerwünschte Wühlarbeit und reißen sogar schwere Steine empor.

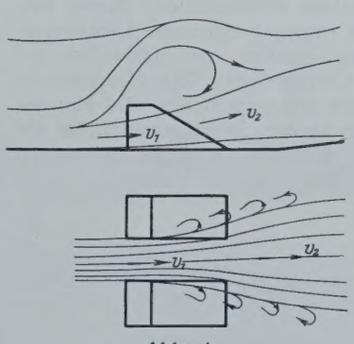


Abb. 4.

Gut ist auch die Wirkungsweise der Querschwellen, durch die der Strahl gezwungen wird, die überlagernden Wasserschichten zu durchbohren, nur muß dann im Bereich des Wellentales und der Tiefenwalze die Sohle stark befestigt sein. Die Steighöhe des Strahles über das Unterwasser läßt sich näherungsweise berechnen aus der Arbeitsgleichung:

$$\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot \frac{F v_1}{g} \left(v_1^2 - v_2^2 \right) = \gamma F \cdot \frac{t^2}{2},$$

woraus sich $v_2^2 = v_1^2 - \frac{g t^2}{v_1}$ und $h = \frac{v_2^2}{2 g}$ ergibt.

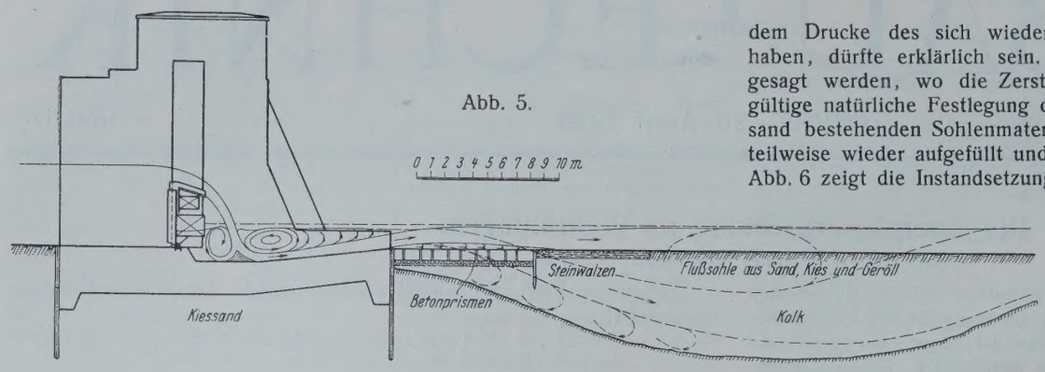


Abb. 5.

Da die Wasserstrahlen den Widerständen ausweichen, ist der Energievernichtungsgrad einer senkrechten Schwelle praktisch noch so groß.

Wird die Querschwelle durchbrochen, so entsteht die Zahnschwelle (Abb. 4). Sämtliche die Zahnöffnungen durchfließenden Wasserstrahlen erleiden durch die plötzliche Querschnitterweiterung einen Druckhöhenverlust $h_v = \frac{(v_1 - v_2)^2}{2g}$. Der entsprechende Energieverlust ist $E_v = \gamma Q h_v = \gamma F v_1 \cdot \frac{(v_1 - v_2)^2}{2g}$.

Ist z. B.:

$F = 1\ m^2$, $v_1 = 10$ m/sek, $v_2 = 8$ m/sek, so wird $E_v = \frac{1 \cdot 10 \cdot 2^2}{20} = 2$ tm.

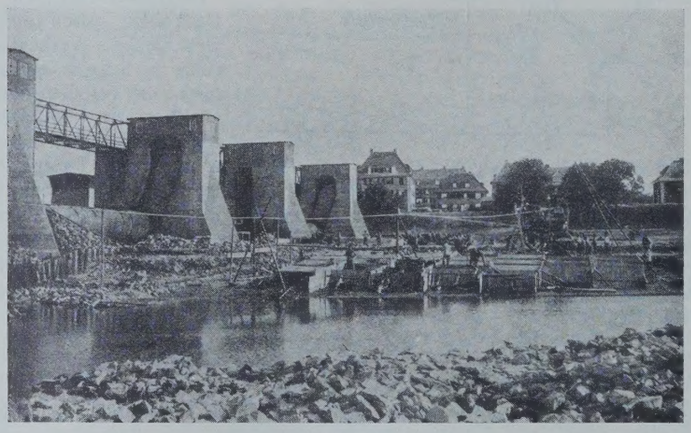


Abb. 6.

Eine gut ausgebildete und an richtiger Stelle angeordnete Zahnschwelle vermag demnach eine ziemlich große Energiemenge zu zerstören, erforderlich ist jedoch, daß sie an Stellen großer Geschwindigkeiten steht. Zahnschwellen, die weit vom Hauptstrahl, etwa am Ende einer Wehrpritsche angeordnet sind, wirken hauptsächlich kolkverlegend, die Energievernichtung ist sehr gering.

Abb. 5 zeigt den Querschnitt eines Wehres mit vertieftem Sturzbett und ansteigendem Wehrboden. Schon nach zweijähriger Betriebsdauer zeigte sich ein etwa 50 m langer und bis zu 7 m tiefer Kolk, der den Bestand des Wehres gefährdete. Seine Entstehung ist in Anbetracht des kurzen Abfallbodens aus Beton, in erster Linie den rasch auf der Sohle schießenden und saugenden Wasserstrahlen zuzuschreiben. Ferner entstehen durch den Aufprall auf das sich entgegenstemmende Unterwasser rasch drehende lotrechte Wirbel, dazu gesellen sich namentlich bei wachsender Kolktiefe noch grabende Grundwalzen. Die Hauptursache der raschen Zerstörung der ziemlich stark gebauten Anlage wird hier der durch den abgehobenen Hauptstrahl entstandene Unterdruckraum, der die Sohlenprismen lossaugte, gewesen sein, daß jedoch auch die Steinwalzen dem Drucke des sich wieder senkenden Strahles nicht standgehalten haben, dürfte erklärlich sein. Es kann deshalb nicht mit Bestimmtheit gesagt werden, wo die Zerstörung ihren Ausgang nahm. Da die endgültige natürliche Festlegung der Kolktiefe bei dem schlechten aus Kiessand bestehenden Sohlenmaterial nicht abzusehen war, wurde der Kolk teilweise wieder aufgefüllt und mit 1 m starken Betonprismen abgedeckt. Abb. 6 zeigt die Instandsetzungsarbeiten, man erkennt die Schalarbeiten für die Betonprismen und die Steinablagerungen, die größtenteils von den zerstörten Sohlenschutz-Steinwalzen herstammen, die mit starkem Maschendraht umgeben waren. Nachdem der Abfallboden auf nahezu 60 m Länge gut befestigt war, ist er zur Ruhe gekommen.

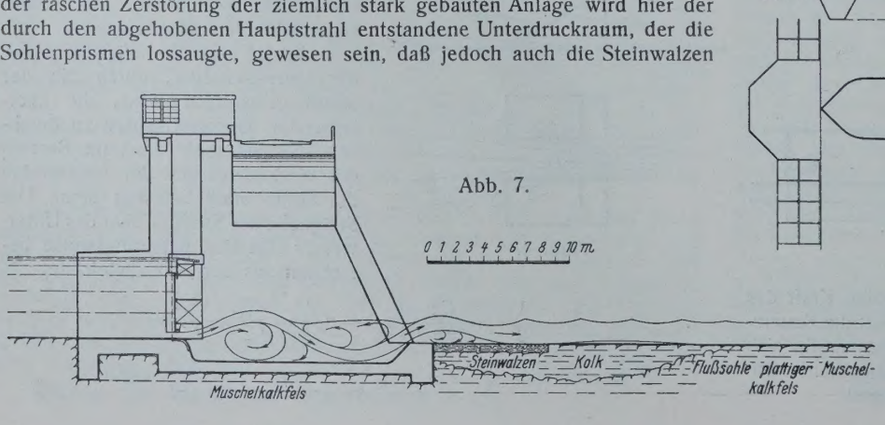


Abb. 7.

In Abb. 7 sehen wir einen Wehrquerschnitt mit einem 1,6 m tiefen Absturzbecken, das durch eine schräge Schwelle abgeschlossen ist. Der eingezeichnete Strömungsverlauf läßt leicht erraten, welche Kraftwirkungen den bis zu 2,5 m tiefen Kolk in den plattenförmig geschichteten Muschelkalkfelsen schlugen. Die durch die Querschwelle emporgeworfenen Wasserstrahlen gaben Anlaß zur Bildung einer mächtigen Grundwalze, deren Wühlarbeit, wie Abb. 8 zeigt, trotz der kurzen Zeit ihrer Wirksamkeit geradezu unheimlich war. Ein emporgeworfener Wasserstrom und die nachfolgende Senke rufen größere Druckunterschiede auf der Sohle hervor, was bei durchlässigem, von Wasseradern durchzogenem Felsen sehr verhängnisvoll werden kann. Die Druckunterschiede wirken in den Wasseradern unter dem plattigen Felsen wie Sprengladungen. Ein weiterer Nachteil ist, daß die Grundwalze den Wasserstrom an sich zieht und ihm

Abb. 8.

wieder die Richtung gegen die Sohle gibt, so daß sich seine zerstörende Wirkung als Bodenstrahl noch auf eine große Länge fortsetzt. Auch an diesem Wehr mußte nach zwei Jahren eine neue Sohlensicherung angeordnet werden, da der Kolk in bedenkliche Nähe der Wehrbauten kam. Die jetzige Sohlensicherung besteht aus einer den Felsen auskleidenden, etwa 50 cm starken Betonschicht, auf die mit Zwischenräumen mächtige Betonquader gesetzt wurden. Die schräge Schwelle verwandelte man in eine

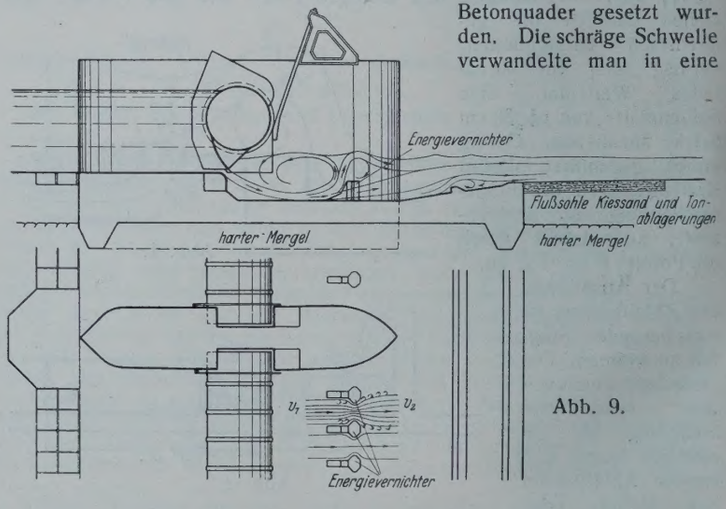


Abb. 9.

Zahnschwelle. Weitere Schäden sind bis heute nicht entstanden. Aus dieser Sohlensicherung kann man die Lehre ziehen, daß hinter einer Energievernichtungsanlage auf kurze Strecke eine gut befestigte Sohle zu folgen hat.

Die beiden besprochenen Wehranlagen wurden später in ein Versuchsgerinne eingebaut. Bei den Versuchen, die im Maßstabe 1:25 durchgeführt wurden, stellten sich im Sandbette genau dieselben Schäden ein wie in der Natur. Man sollte daher die geringen Kosten solcher Modellversuche nicht scheuen.

Die sehr fortschrittlich handelnde Neckarbaudirektion Stuttgart, die bekanntlich in Ladenburg und Heidelberg die ersten umlauffreien Schleusen mit Energievernichtung des ein- und ausströmenden Wassers zur Ausführung brachte,[1]) ist aus Ersparnisgründen auch auf diesem Gebiete führend vorangegangen. Sie brachte auf Grund vieler Versuche im verwaltungseigenen Versuchsgerinne in letzter Zeit einen vollkommen neuartigen

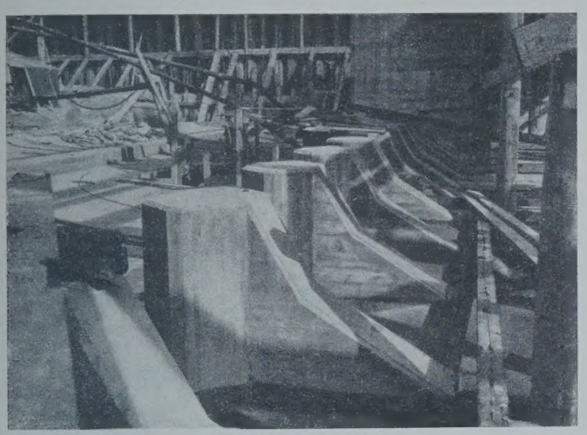


Abb. 10.

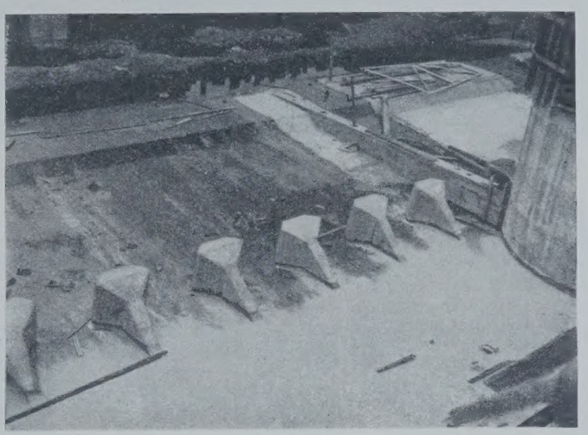


Abb. 11.

Abfallboden an drei verschiedenen Wehranlagen zur Ausführung, der in Abb. 9 dargestellt ist. Auf der Wehrpritsche stehen prismatische 1,4 m hohe Energievernichter, deren Abstand so bemessen ist, daß nur die Hälfte der Wehrlänge durch die Prismen verbaut wird, so daß Geschiebe und Eis unbehindert durchgespült werden können. Um den hydraulisch notwendigen Durchflußquerschnitt nicht zu stören, stehen die Prismen in einem 1,8 m tiefen Absturzbecken, was hauptsächlich noch den Vorteil hat, daß sich eine energieverzehrende Deckwalze von großen Maßen bildet. Bei Versuchen ohne Energievernichter wurde durch die Gewalt der schießenden Wasserstrahlen die Deckwalze weggetragen; die in Abb. 9 eingezeichneten Stromlinien lassen die Wirkungsweise der Anlage leicht erkennen. Die breite gebrochene Anlauffläche begünstigt die Bildung der Deckwalze, die an ihr emporsteigenden und durch die Querschnittverengung emporgepreßten Strahlen reißen selbst großes auf der Sohle wanderndes Treibzeug wie Grundeis und Baumstämme über die Prismen hinweg. Ein Verstopfen und damit Wirkungsloswerden der Anlage ist, wie gerade in dieser Hinsicht durchgeführte Versuche gezeigt haben, ausgeschlossen. Durch die schrägen Auffangflächen werden die Strahlen am Ausweichen gehindert, es tritt eine wesentliche Geschwindigkeitsvermehrung im kleinsten Querschnitt ein, und durch die darauf folgende Querschnitterweiterung wird die Geschwindigkeit nahezu vollständig vernichtet. Sämtliche Strahlen, die sich dem Hindurchzwängen entziehen, werden senkrecht nach oben gepreßt. Das Überspringen des Hindernisses, das bei der unvermittelten Querschnittverengung eintritt, wird hierdurch vermieden. Die Strahlen müssen die überlagernden Schichten durchstoßen und verlieren auf diese Weise ihre Energie. Um auf alle Fälle gegen rasch fließende Bodenstrahlen geschützt zu sein, ist 5 m vor dem Ende des Abfallbodens noch eine 40 cm hohe Querschwelle angeordnet, die durch die gestellten Strahlen hervorgerufene kleine Walze rotiert noch innerhalb des festen Bodens. Die Versuche, die im Maßstabe 1:20 durchgeführt wurden, ergaben nach einstündiger Betriebsdauer eine so gut wie nicht angegriffene Sohle hinter dem festen Abfallboden. Das Versuchsmaterial war feinster Quarzsand. Abb. 10 u. 11 zeigen die Energievernichter in der Ausführung.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1928, Heft 31, S. 447.

Die Wiederherstellung des rechtseitigen Rheindammes bei Schaan (Liechtenstein).

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr. sc. techn. **E. Wiesmann,** Ingenieur, Zürich.

Durch den Rheindammbruch bei der Eisenbahnbrücke Buchs—Schaan vom 25. September 1927 wurde bekanntlich der größte Teil des Unterlandes des Fürstentums Liechtenstein überschwemmt und der Boden fast überall mit Schutt und Schlamm bedeckt (Abb. 1). In ihrer katastrophalen Ausdehnung stellt sich diese Rheinnot an die Seite derjenigen vom 26. Juni 1846, wo der Einbruch unterhalb Triesen stattfand und 12,5 km² Boden überschwemmte. Damals stand ebenfalls die ganze Talebene mehrere Wochen unter Wasser.

Die Hochwasserkatastrophe war eine Folge heftiger Regenfälle vom 23. bis 25. September 1927 im Bündner Einzugsgebiet des Rheines.

Am 22. September mittags zeigte die Pegelstation Reichenau noch einen Pegelstand von 2,56 m, der innerhalb dreier Tage (am 23. September, 6 Uhr nachmittags) auf 8,20 m anstieg. Die Schweizer Rheinbauleitung berechnet die höchste abgeführte Hochwassermenge mit etwa 2600 m³/sek.

Aus dem allgemein bekannten Hochwasservorgang werden hier einige Hauptpunkte kurz erwähnt.

Nachdem am 25. September um 7 Uhr abends die etwa 500 m unterhalb der Eisenbahnbrücke der österreichischen Bundesbahnen gelegene hölzerne Straßenbrücke weggerissen worden war, überflutete der Rhein die rechtseitige Dammkrone oberhalb der Eisenbahnbrücke. Der Dammkörper wurde durch Angreifen von der Landseite so rasch zerstört, daß sich die herbeigeeilte Hilfsmannschaft fluchtartig zurückziehen mußte.

Es entstand zu beiden Seiten der Eisenbahnbrücke, die teilweise einstürzte, eine ungefähr 300 m weite Dammlücke, durch die sich die trüben, Schlamm und Geschiebe führenden Wassermassen über das Land ergossen. Die Fluten wälzten sich vorerst gegen das Dorf Schaan längs dem Bahndamm, durchbrachen diesen und flossen gegen das weiter unten gelegene Bendern und verwandelten die ausgedehnte Ebene in einen trüben See. Erst der weit in das Tal hineinspringende Felssporen bot dem Wasser Einhalt.

Durch eine Dammsprengung bei Bendern wurde ein Teil des Wassers wieder in das alte Bett zurückgeleitet, doch hatte sich der Strom inzwischen längs dem Binnendamm ein zweites tiefes Bett geschaffen und durchbrach den Damm bei der Gamperiner Mühle, so daß die Ebene bei Ruggell und Bangs ebenfalls unter Wasser gesetzt wurde. Erst bei der Illmündung kehrte das Wasser in das alte Rheinbett zurück.

Abb. 1. Überschwemmung der Ebene bei Schaan bis zum Schellenberg nach dem Dammbruch vom 25. September 1927.

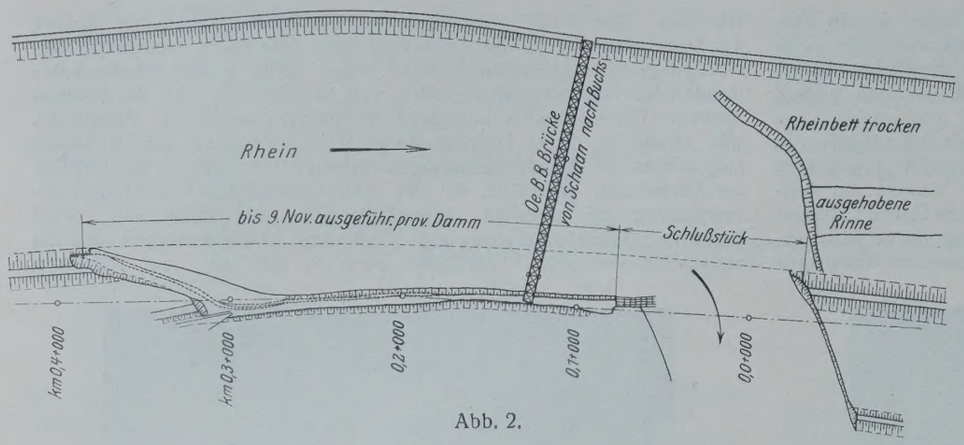


Abb. 2.

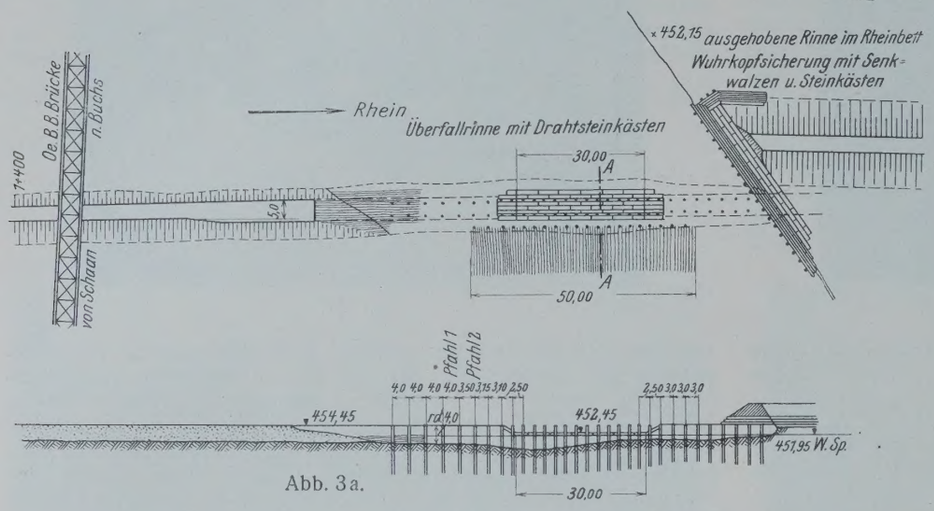


Abb. 3a.

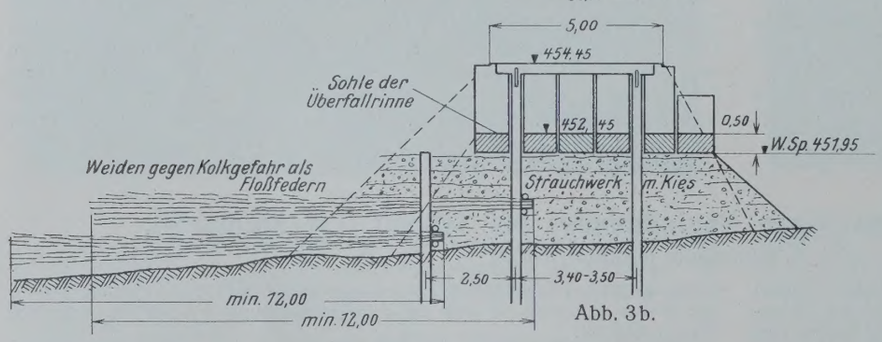


Abb. 3b.

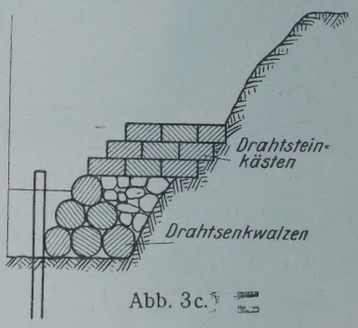


Abb. 3c.

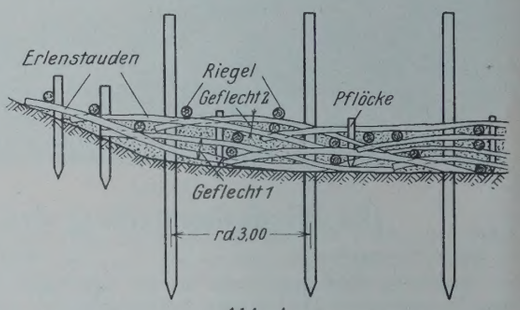


Abb. 4.

Zuletzt entstanden im Rheindamm zwei voneinander getrennte Lücken, diejenige, die zum Teil durch Sprengung erzeugt worden war und sich nach und nach auf 250 m erweiterte, und eine weiter unten gelegene,

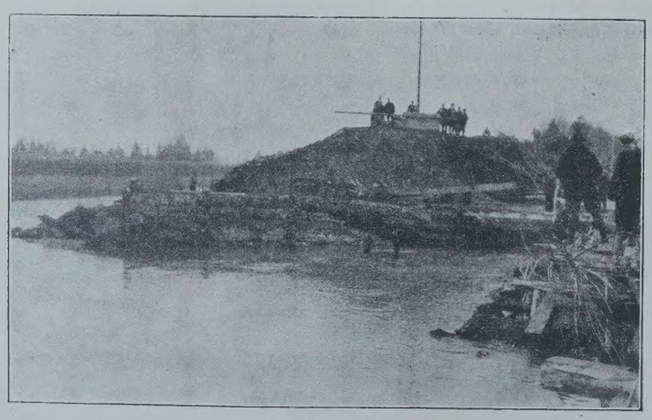


Abb. 5. Ansicht des oberen Wuhrdammes mit Sicherung durch Drahtsteinwalzen.

etwa 700 m weite Lücke. Es waren also drei Lücken zu schließen: die erste bei Schaan und die beiden zuletzt genannten.

Hier wird nur die erste Aufgabe erörtert, deren Lösung wir aus eigener Anschauung kennen.

I. Schließung des Hilfs-Rheindammes bei Schaan.

Um den Rhein, der sich durch eine 300 m lange Dammlücke in das Liechtensteiner Land ergoß, in das alte Bett zurückzuführen, wurde auf Vorschlag der Rheinkorrektion beschlossen, einen Hilfsdamm auszuführen, genügend hoch und widerstandsfähig, um Winterhochwasser abhalten zu können (Abb. 2). Auf diese Weise sollte es möglich sein, bevor der eigentliche Hochwasserdamm zum Schutze gegen Sommerhochwasser hergestellt war, das Land trockenzulegen.

Die Leitung der Herstellung des Hilfsdammes übernahm Oberingenieur Böhi von der Rheinkorrektion; er führte die Arbeiten mit Energie durch. Als noch das Schlußstück von ungefähr 30 m fehlte, wurden die Arbeiten durch eine starke Rheinanschwellung von etwa 2,5 m unterbrochen. Durch dieses Hochwasser wurde ein Teil des Hilfsdammes zerstört und überdies flußabwärts vom alten Rheindamm noch ungefähr 40 m weggerissen (Abb. 2). Dadurch war wieder eine Lücke von rd. 100 m Weite entstanden, durch die der ganze Rhein in das offene Gelände floß.

Das Verhalten der erregten Bevölkerung von Schaan veranlaßte in der Folge den bisherigen Leiter der Arbeiten, von der Leitung zurückzutreten. Er schlug der Regierung von Liechtenstein vor, die Arbeiten durch zwei Züricher Unternehmerfirmen[1]) in Regie auszuführen und einen besonderen Bauleiter zu ernennen. Dieser entwarf einen Plan zur Schließung des Hilfsdammes, nach der bewährten, beim Bau des Hilfsdammes bereits angewendeten Zopfwehr-Bauweise, die in Abb. 3a bis c dargestellt ist.

Die Zopfwehrbauweise besteht darin, daß ein mit Kies zu belastendes Flechtwerk aus Erlenstauden derart ausgeführt wird, daß es von einem festen Punkte des Dammes in der Achsrichtung vorgetrieben wird. Bei größerer Wassertiefe und starker Strömung werden zum Halten des Flechtwerkes starke Pfähle in das Flußbett eingerammt, um ein Abtreiben des Flechtwerkes zu verhüten, bevor es unter der Kieslast so weit absinkt, daß es auf dem Boden aufsitzt (Abb. 4).

Die Pfähle dienen überdies zur Herstellung eines Schüttgerüstes (Abb. 6 u. 7), um die Kiesfüllung einzubringen. Bei guter Kiesfüllung erhält das Ganze ein Raumgewicht von 1,4. Sobald ein Geflecht von 60 bis 80 cm Stärke vom Wasser überflutet wird, wird eine neue Lage ausgebreitet und mit der unteren durch 1,50 m bis 2 m lange Pfähle verbunden. Auf diese Weise entsteht ein widerstandsfähiger Körper, dessen Teile wie ein Korbgeflecht zäh und elastisch zusammenhalten. Je nach der Wassertiefe und der Höhe des auszuführenden Dammes werden fünf bis zehn solcher mit Kies beladenen Geflechte übereinander gelagert. — An der Basis erhielt das Flechtwerk eine Breite von ungefähr 8 m, die bis zu der Krone auf 4 m abnahm.

Es mußte auch für die Sicherung des alten Hochdammes an der Abreißstelle gesorgt werden, um bei allfälligem Steigen des Rheines weitere

[1]) Locher & Cie. und J. J. Rüegg & Cie., Zürich.

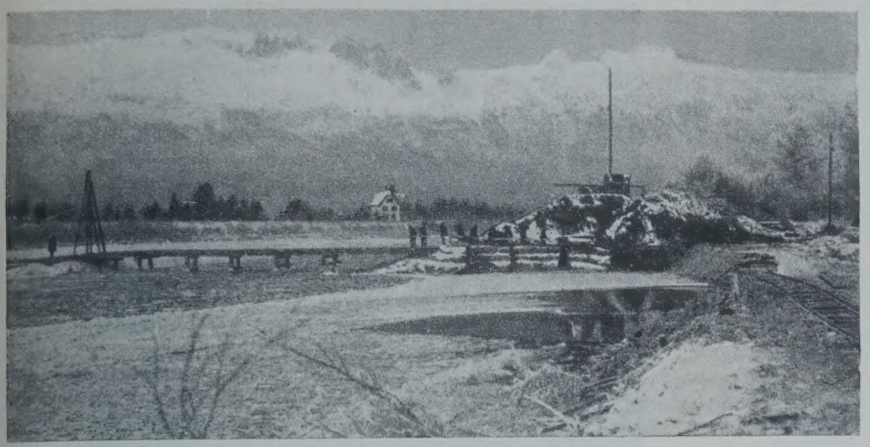


Abb. 6. Blick in das Rheinbett: Wasserrinne mit Transportsteg, unterer Dammkopf, Anschluß an Behelfs-Damm. 19. Dezember 1927. Temperatur —12° C.

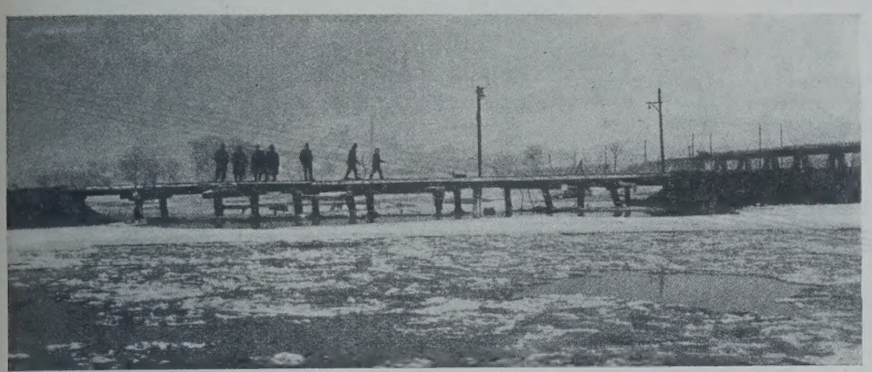


Abb. 7 Überfall mit Steg. Eisgang am 19. Dezember 1927. Temperatur —12° C.

Abschwemmungen zu verhindern. Dies geschah hauptsächlich durch Aufschichten von Drahtstein- oder Senkwalzen. Sie wurden auf der Höhe des Vorlandes zwischen Haupt- und Binnendamm hergestellt und dann hinter die Pfähle hinuntergerollt, wo sie in zwei bis drei Schichten aufeinandergesetzt wurden. In Abb. 5 sind diese Walzen gut zu unterscheiden. Zur weiteren Sicherung des Wehrkopfes wurden auf die Drahtsteinwalzen noch Drahtschottermatratzen von 5,0 × 1,0 × 0,50 m in Verband wie Läufer und Binder eines Quadermauerwerkes aufeinandergelegt (Abb. 3c).

Um den Anschluß des Zopfwehres an den alten Damm zu ermöglichen, war es dringend geboten, die Abflußrinne im alten Rheinbett, die dem Talweg folgte, zu vertiefen und zu verbreitern (Abb. 6). Zugleich wurde im Hilfsdamm eine Überlaufrinne von 25 m Sohlenbreite ausgespart, um bei der Dammschließung an der Anschlußstelle eine zu heftige Strömung zu verhüten (Abb. 7). Zur Verhütung eines Kolkes am Überfall wurden an dieser Stelle Floßfedern in den Damm eingebunden (Abb. 3a).

Am 10. Dezember waren sowohl Aushub im Rheinbett, sowie die Ausführung des Überlaufes so weit fortgeschritten, daß mit den letzten Schließungsarbeiten begonnen werden konnte.

Der Dammschluß wurde in ununterbrochener Arbeit vom 11. bis 15. Dezember ausgeführt. Der Wasserspiegel des Rheines wurde dadurch um 1,40 m gehoben. Ungefähr drei Fünftel des Wassers floß durch das alte Rheinbett und zwei Fünftel zum Teil durch den Überlauf, zum Teil sickerte das Wasser durch den 300 m langen Hilfsdamm. Vor der Schließung des Überfalles mußte noch eine Reihe Sicherungsarbeiten ausgeführt werden.

Am 16. Dezember setzte eine Kälteperiode ein, die bis zum 21. Dezember andauerte und Temperaturen von —10° bis —20° erreichte. Der Rhein bedeckte sich mit Grundeis (Abb. 7), und der festgefrorene Boden verhinderte jede Materialgewinnung. Durch diesen Umstand erlitten die Arbeiten eine Verzögerung. Endlich wurde die Überfallslücke vom 21. bis 24. Dezember geschlossen.

Nach Weihnachten sickerten durch den Damm anfänglich noch 15 m³/sek Wasser, die durch weitere Auffüllung und Erhöhung des Dammes auf ungefähr 5 m³/sek zurückgingen. Die nachträglich ausgeführten Arbeiten bestanden in einer stärkeren Erhöhung des Dammes und in der Sicherung des alten Rheindammes durch Aufbringen von Drahtsteinmatratzen. Am 5. Januar 1928 konnten die Arbeiten als vollendet übergeben werden.

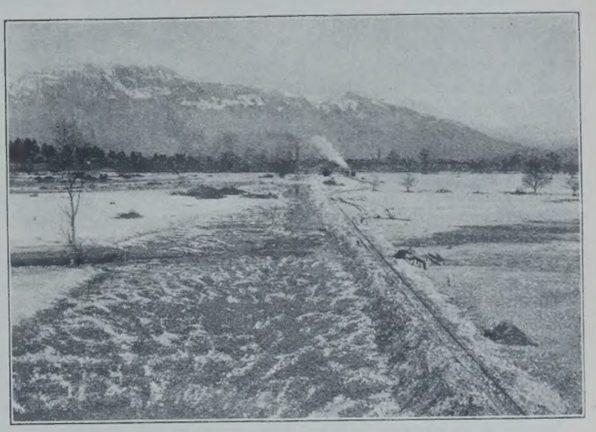


Abb. 8. Kiesablagerungen auf dem überschwemmten Gebiet.

II. Wiederaufbau des Hochdammes bei Schaan.

Auf den Zeitpunkt der Vollendung des Hilfsdammes bei Schaan sind dann die Arbeiten für die endgültige Schließung der Einbruchstelle vergeben worden.[2]) Mit dem Rheinhochdamm an dieser Stelle waren auch die Binnendämme und der Bahndamm in Mitleidenschaft gezogen worden. Die gesamte Masse im Umfang von 90 000 m³ wurde zusammen mit dem Flußgeschiebe durch die Schleppkraft des Wassers auf weite Strecken mitgerissen und auf den Feldern des Hinterlandes und in den Binnenkanälen abgelagert (Abb. 8). Die Mächtigkeit der neuentstandenen Kiesbänke schwankte zwischen 0,20 bis 1,50 m, und das allein bei Schaan damit überdeckte Kulturland hatte eine Fläche von rd. 30 ha. Das Gerinne des Hauptbinnenkanals füllte sich dabei auf eine Länge von 500 m vollständig auf. Ein großer Teil dieses Materials wurde zur Dammschüttung verwendet, zu dessen Gewinnung der weiter unten erwähnte Bucyrusbagger vortreffliche Dienste leistete.

Es wurde im Entwurf eine Dammerhöhung von 1 m über dem Hochwasser vom 25. September 1928 vorgesehen, dem entsprach eine Erhöhung von ungefähr 1,60 bis 1,80 m (Abb. 9).

[2]) An das Unternehmerkonsortium Ed. Züblin & Cie. A.-G., Zürich, und Gebr. Hilti, Baumeister, Feldkirch und Schaan.

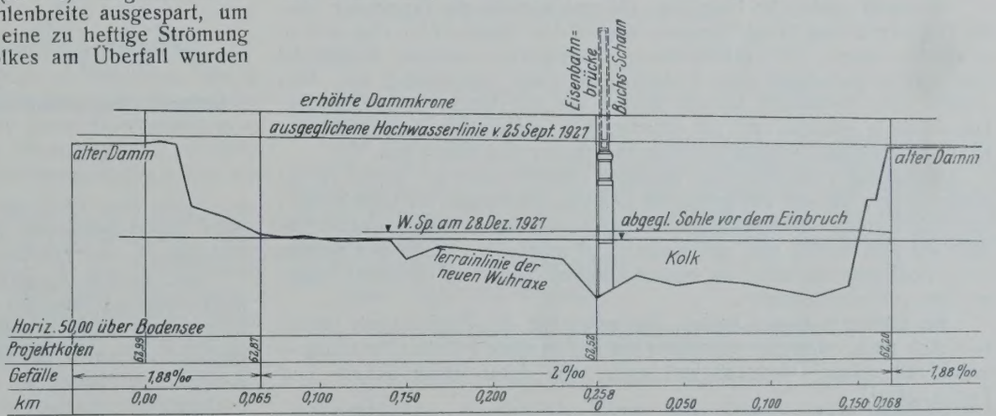


Abb. 9. Längenprofil bei der Durchbruchstelle.

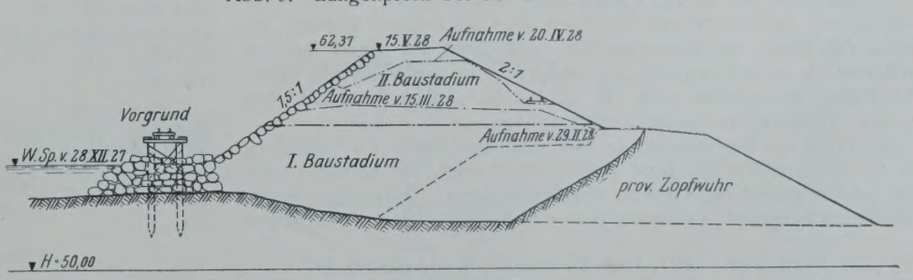


Abb. 10. Normalprofil des wiederhergestellten Dammes.

Den Arbeiten war das Regelprofil (Abb. 10) zugrunde gelegt. Die wasserseitige Böschung hat eine Neigung von 1,5 : 1, die landseitige eine solche von 2 : 1, Kronenbreite 4 m, Pflasterung 0,40 m stark. Vorgrund, d. h. die Steinschüttung am Dammfuß, etwas über Wasserspiegelhöhe vom 28. Dezember 1927. Für die Dammstrecke ohne die Binnendämme und Zufahrtrampen war ein Ausmaß von rd. 45 000 m³ vorgesehen, dazu kamen 4000 m² Böschungspflasterung und 2000 m³ Vorgrund. — Folgende Materialgewinnungsstellen wurden der Unternehmung angewiesen:

Für Kiessand die Kiesbänke im Rhein in der Nähe der Baustelle, das angeschwemmte Material im Hauptbinnenkanal mit mutmaßlichem Ausmaß von 15 000 bis 20 000 m³ und im Bedarfsfalle die Ablagerungen hinter dem Hilfsdamm.

Für Erde und Lehm der Schuttkegel der sogenannten Mühleholzrüfe im „Mühleholz" zwischen Schaan und Vaduz in ungefähr 2 km Entfernung von der Baustelle gelegen, hier genannt Rüfibetrieb.

Die Steine für die Pflasterung und den Vorgrund stammen aus dem Kalksteinbruch bei Nendeln im Zuge der Straße von Schaan nach Feldkirch. Die Steinschüttung verlangte große Blöcke (Abb. 11).

Die Knappheit der zur Verfügung stehenden Bauzeit, indem hauptsächlich auf die Möglichkeit von Frühjahrshochwasser des Rheines Rücksicht genommen werden mußte, erforderte etwas weitläufige Baueinrichtungen. Es waren im Betrieb: ein Löffelbagger für die Ausbeutung des Rüfischüttkegels und ein zweites Baggergerät für den Kanalaushub. Der Löffelbagger, Type E von Menck & Hambrock mit 1 m³ Löffelinhalt und einer Kranausladung von 6,20 m, lieferte als Tagesleistung 300 bis 500 m³. Als geeignetes Gerät für die Kiesgewinnung im Binnenkanal und außerhalb des letzteren kam ein Schleppkabel- oder Zugseilbagger, Marke „Bucyrus", Type 30B in Frage. Dieser wird ebenfalls mit Dampf betrieben. Der kistenförmige Löffel von 0,9 m³ Inhalt mit einer wagerechten Schneide rutschte beim Füllen auf dem Kiesboden; geradezu verblüffend war das saubere Abheben des Kieses auf verschüttetem Wiesengrund und zur Zurückgewinnung von Kulturboden. Leistungen in Kies 25 bis 30 m³/h. Die Beweglichkeit der Maschine ist dank der Raupenausbildung eine sehr große. (Schluß folgt.)

Abb. 11. Steintransport für die Vorlage.

Alle Rechte vorbehalten.

Druckverteilung im Baugrunde.

III. Folgerungen aus den neueren Versuchen, Regeln für die Praxis.

Von Prof. Dr.-Ing. **F. Kögler,** Freiberg Sa., und Regierungsbaumeister Dr.-Ing. **A. Scheidig,** Langenhessen (Pleiße).

In den vorangegangenen Aufsätzen über die Druckverteilung im Baugrunde wurden die neueren Versuchsergebnisse[32]) über die Verteilung senkrechter Drücke in Schüttungen mitgeteilt. Daran schlossen sich theoretische Erörterungen über die Frage der Druckverteilung nach der Tiefe und Breite zu, und Verfahren zu ihrer Ermittlung.[33]) Wenn diese Untersuchungen auch in erster Linie der Erweiterung unserer wissenschaftlichen Erkenntnis über das Verhalten körniger Böden unter örtlichen Lasten dienen, so ist es doch bereits möglich, einige Folgerungen aus ihnen für die Praxis zu ziehen. Diese sollen im folgenden mitgeteilt werden. Die Vorschläge zeigen, wie man bei praktischen Aufgaben den wirklichen Verhältnissen im Baugrunde auch schon auf Grund unserer jetzigen Erkenntnis wesentlich näher kommen und ihnen besser Rechnung tragen kann als mit den bisherigen, sehr willkürlichen Annahmen.

A. Anwendbarkeit der neuen Erkenntnisse über die Druckverteilung in Schüttungen auf den „Baugrund".

Die erste praktische Frage ist, ob und wieweit die Ergebnisse über die Druckverteilung in Schüttungen sich auf den Baugrund im allgemeinen anwenden lassen. Die verschiedenen Bodensorten weichen festigkeitsmechanisch und damit auch bodenstatisch stark voneinander ab. Man unterscheidet Felsböden, bindige Böden, körnige Böden, Schlammböden. Die letzteren scheiden als für örtliche, d. h. auf verhältnismäßig kleinen Raum beschränkte Belastungen ungeeignet von vornherein aus.

Wenn der Felsboden aus massigem Gestein besteht, so ist er ein fester Körper, und für ihn gelten die Gesetze und Regeln für feste Körper, auch hinsichtlich der Spannungsverteilung und der Formänderungen. Es liegt ein sehr druck- und gut schub- und zugfestes Gefüge des Bodens vor. Felsboden ist daher im bodenstatischen Sinne ein Grenzfall, sagen wir der „obere Grenzfall".

Bei bindigem Boden (Lehm, Ton usw.) läßt die Zugfestigkeit bereits erheblich nach, immerhin widersteht der Boden unter örtlichen Belastungen außer mit seiner Druckfestigkeit auch noch durch seine Schub- und Zugfestigkeit.

Körniger Boden (Sand, Kies, Gleisbettung usw.) besitzt überhaupt keine Zugfestigkeit und in den oberen Schichten auch so gut wie keine Schubfestigkeit, in den tieferen Schichten eine solche nur insoweit, als sie durch den Druck des Eigengewichtes und durch die innere Reibung zustandekommt, so daß er örtlicher Beanspruchung vor allem mit seiner Druckfestigkeit widerstehen muß. Es ist das der „untere Grenzfall" von „Baugrund"-Festigkeit im bodenstatischen Sinne.

Hinsichtlich der Druckverteilung kann man also sagen: Für Felsböden gelten die Gesetze wie für feste (elastische) Körper, für körnige, nicht bindige Böden gelten die Gesetze der Schüttungen. Dazwischen liegen verschiedene Übergänge je nach der Zug- und Schubfestigkeit des bindigen Bodens. Damit sind die Druckverteilungs- und Formänderungsprobleme des Baugrundes auf seine festigkeitsmechanischen Eigenschaften, herrührend vom verschiedenen Gefüge des Materials, zurückgeführt und in zwei Grenzen eingeschlossen, wobei die neuen Ergebnisse für den Bereich an der „unteren Grenze" gelten. Das ist bei ihrer Anwendung auf den Baugrund in praktischen Fällen wohl zu beachten.

B. Kritik der bisher üblichen Regeln.

Zunächst mag kurz geprüft werden, wieweit die jetzt üblichen Druckverteilungsannahmen zutreffen.

Bisher wurde und wird angenommen, daß sich der Druck im Baugrunde, wenn dieser auf der Oberfläche durch eine Last örtlich beansprucht wird, unter einem bestimmten Winkel, meistens 45°, nach der Seite hin verteile, und daß die betroffenen Niveauflächen jeweils gleichförmig gepreßt seien (Abb. 34). Diese Regel hat durch die Eisenbetonbestimmungen vom September 1925 (§ 17, 4) und durch die „Berechnungsgrundlagen für eiserne Straßenbrücken DIN 1073" gewissermaßen amtlichen Charakter erhalten; sie ist für den Baugrund allgemein als ungeschriebenes Gesetz anerkannt. Sie ist wegen ihrer Einfachheit überall beliebt, so daß man die Frage nach ihrer Berechtigung und ihrer Begründung oder nach den Grenzen ihrer Gültigkeit in der Literatur selten findet.

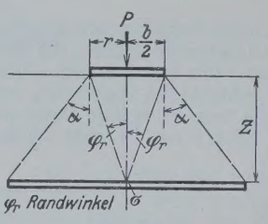


Abb. 34.

Die neueren Versuche und die theoretischen Untersuchungen[34]) haben jedoch ergeben, daß der Druckverteilungswinkel gegen die Lotrechte je nach der Tiefe des untersuchten Niveaus zwischen 35 und 90° schwankt, und daß vor allem der Druck über einer wagerechten Fläche von einem starken Höchstwerte in der Mitte nach außen zu rasch abfällt. Die bisherigen Annahmen treffen also weder mit dem unabhängigen Verteilungswinkel noch mit dem Rechteckdiagramm das Wesentliche. Sie finden in den neueren Versuchen und theoretischen Erkenntnissen keine Stütze. Sie sind willkürlich und für einigermaßen genauere Rechnungen unhaltbar.

Für Zwecke eines Vergleiches (siehe unter E) sei die Druckverteilung nach der bisherigen alten Regel formelmäßig entwickelt. Es gilt für Abb. 34 in Anlehnung an die Darstellungen und Bezeichnungen unter E

für Kreisflächenlast, Halbmesser r, $\quad p_o = P : r^2\pi$

$$\sigma = p_o \cdot \frac{1}{(1 + \operatorname{tg} \alpha \operatorname{cotg} \varphi_r)^2}, \tag{9}$$

[32]) „Die Bautechnik" 1927, Heft 29 und 31, S. 418 und S. 445.

[33]) „Die Bautechnik" 1928, Heft 15 und 17, S. 205 und S. 229.

[34]) Siehe Fußnote 33.

für Streifenflächenlast, Streifenbreite b, $p_o = P : b$

$$\sigma = p_o \cdot \frac{1}{1 + \operatorname{tg} \varkappa \operatorname{cotg} \varphi_r} \cdot \tag{10}$$

Die Abhängigkeit der Drücke σ in irgendeiner Tiefe von dem Randwinkel φ_r ist in Abb. 40e zeichnerisch dargestellt, um einen Vergleich mit den genaueren Werten zu ermöglichen.

C. Ersatz der bisherigen Regeln durch zutreffendere.

Die Spannungsverteilung im Boden hängt, wie in den vorhergehenden Aufsätzen gezeigt worden ist, von so zahlreichen Umständen ab, daß man sie nicht mit einer einfachen Faustregel — wie bisher — auch nur einigermaßen erfassen kann. In wichtigen Fällen wird man daher entweder die im Aufsatz II[34] angegebenen genaueren Verfahren zu Hilfe nehmen, oder eine der Eigenart der jeweils vorliegenden Entwurfsaufgabe angepaßte vereinfachte Annahme von Fall zu Fall treffen.

Will man die Spannungsverteilung im Boden ihrem wirklichen Charakter nach durch eine einfache Druckverteilungsregel darstellen, so kann folgendes vorgeschlagen werden:

Betrachtet man die Druckverteilungskurven in Abb. 1, 4 bis 9, 13 u. 14, 17 u. 18 etwas genauer[34]), so unterliegt es keinem Zweifel, daß von den einfachen, die Druckverteilung darstellenden Linien (Rechteck, Dreieck und Parabel) **allein das Dreieck die Druckverteilungskurve einigermaßen zu ersetzen** geeignet ist. (Dreiecksregel.) Vgl. Abb. 35.

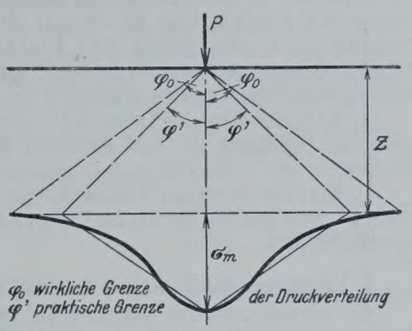


Abb. 35.

Man kann nun:

α) entweder den Mittendruck σ_m, d. h. die Höhe des Dreiecks, auf Grund der Versuche und Formeln ermitteln, womit die Verteilungsbreite und der Verteilungswinkel festgelegt sind, oder

β) für den Verteilungswinkel oder die Verteilungsbreite auf Grund der neuen Erkenntnisse eine vereinfachte Annahme treffen, womit der Mittendruck festgelegt ist.

Denn in jedem Falle muß der Inhalt des Spannungskörpers gleich der Last P sein. Das Verfahren unter β) ist natürlich das weniger genaue.

In folgendem werden die vereinfachten Verfahren zur Ermittlung des Mittendrucks σ_m und des Verteilungswinkels φ' auf Grund dieser „Dreiecksregel" an Hand der Versuchsergebnisse und der Theorie abgeleitet. Man ersetzt also die Druckverteilungskurve durch ein Dreieck, und nimmt die Spannungskörper als Kegel bei Punktlast oder als dreieckige Prismen bei Linienlast an.

D. Druckverteilung unter einer punktförmigen Einzellast.

Unter punktförmigen Einzellasten sind solche zu verstehen, die in einer verhältnismäßig kleinen Fläche auf der Oberfläche des Baugrundes aufsitzen. Die Fläche gilt als klein, wenn sie einen Durchmesser von weniger als $^1/_3$ der Tiefe hat, für die man die Druckverteilung ermitteln will. Der Druck verteilt sich von dieser punktförmigen Einzellast aus nach allen Seiten hin in gleicher Weise.

Die lotrechten Komponenten der Drücke im Baugrunde unter örtlicher Punktlast sind gegeben durch die Gl. 4 u. 1 (Aufsatz II, S. 208). Die erste gilt für den oberen Bereich einer Schüttung, wo das Gefüge durch die Last gestört wird. Die Druckverteilung geht unter einem Grenzwinkel φ_o gegen die Lotrechte zu Ende. Diese Grenzwinkel sind durch unsere Versuche so ermittelt worden, wie im Aufsatz I auf S. 447 und II, S. 231 angegeben.

Aus der allgemeinen Gl. 4 auf S. 208

$$\sigma_z = \frac{3}{2\pi} \cdot \frac{P}{z^2} \cdot \frac{(\cos\varphi - \operatorname{cotg}\varphi_o \sin\varphi)\cos^4\varphi}{1 - \cos\varphi_o} \tag{4}$$

folgt ein Mittendruck (in der Achse der Last) in einer Tiefe z ($\varphi = 0$):

$$\sigma_m = \frac{3}{2\pi(1 - \cos\varphi_o)} \cdot \frac{P}{z^2} \cdot \tag{11}$$

Wählt man nun die Mittenordinate für die „Dreiecksregel" so groß, wie sie tatsächlich nach Vorstehendem wird, so läßt sich der praktische Grenzwinkel φ' berechnen. Der Inhalt des Spannungskegels muß gleich P sein.

$$P = \frac{r^2\pi}{3} \cdot \sigma_m = \frac{z^2 \operatorname{tg}^2\varphi' \pi \sigma_m}{3} \cdot$$

Setzt man hierin den obigen Wert für σ_m ein, so wird

$$\operatorname{tg}^2\varphi' = 2(1 - \cos\varphi_o). \tag{12}$$

Hiernach ergibt sich:

Zahlentafel 4. Punktlast.

Einem wirklichen Grenzwinkel der Druckverteilung . . . . $\varphi_o =$	40°	50°	60°	75°	90°
entspricht ein praktischer Grenzwinkel der Dreiecksdruckverteilung $\varphi' \approx$	35°	≈ 40°	45°	≈ 50°	≈ 55°
dazu gehört ein Mittendruck . . . . . $\sigma_m =$	2,04	1,34	0,96	0,65	$0{,}478 \cdot \frac{P}{z^2}$
Erfaßte Bodenreaktion . . $P' = \nu P =$	0,962	0,917	0,885	0,828	$0{,}811 \cdot P$

An Stelle der Druckverteilungskurve tritt also ein Dreieck, dessen Höhe gleich σ_m ist und dessen Grundfläche dadurch erhalten wird, daß man von der Angriffstelle der Last P unter dem Winkel φ' gegen die Lotrechte bis zur Tiefe z geht (Abb. 36).

Nach der Gl. 4 geht der Druck bis zum Winkel φ_o gegen die Lotrechte, d. h. auf eine größere Verteilungsbreite, als dem Winkel φ' entspricht. Bei der Dreiecksregel wird also der Druckspannungshaufen nach der Mitte hin (σ_m) etwas zusammengedrückt, wirkt sich somit konzentrierter aus als bei einer größeren Verteilungsbreite. Das ist z. B. für Fahrbahnen von Brücken, Überdeckungen und Unterführungen usw. wichtig; die Annahme nach der Dreiecksregel wirkt im allgemeinen etwas ungünstiger als die genaue Druckverteilung, d. h. man bleibt mit der vereinfachten Annahme auf der sicheren Seite.

Will man ermitteln, welcher Lastanteil nach der genauen Druckverteilung innerhalb der Winkel φ' liegt, so wäre zu rechnen:

$$P' = 2\pi \int_{\varphi=0}^{\varphi=\varphi'} x\,dx\,\sigma_x = 2\pi \int z \operatorname{tg}\varphi \cdot \frac{z\,d\varphi}{\cos^2\varphi} \cdot \frac{3P\cos^4\varphi\,(\cos\varphi - \operatorname{cotg}\varphi_o \sin\varphi)}{2\pi z^2 (1 - \cos\varphi_o)}$$

$$= \frac{3P}{1 - \cos\varphi_o} \int_0^{\varphi'} \sin\varphi \cos\varphi\,(\cos\varphi - \operatorname{cotg}\varphi_o \sin\varphi)\,d\varphi$$

$$= P \cdot \frac{1 - \cos^3\varphi' - \operatorname{cotg}\varphi_o \sin^3\varphi'}{1 - \cos\varphi_o} = \nu P.$$

Die Werte ν, in der Zahlentafel 4 verzeichnet, sind selbstverständlich kleiner als 1; bei der wirklichen Druckverteilung entfällt auf den Raum zwischen den beiden Winkeln φ' nur der Teil νP der Last P, während nach der „Dreiecksregel" auf denselben Raum der volle Wert P angenommen wird.

Über den Grenzwinkel φ_o ist in den bisherigen Aufsätzen das Erforderliche gesagt. Die kleineren Werte (40°) gelten für Schichten unmittelbar unter der Last (Ausgangsgrenzwinkel); mit zunehmender Tiefe wird auch φ_o größer und erreicht in einer Tiefe von etwa 1 bis 1,20 m unter der Last (nach den bisherigen Versuchen) den Wert $\varphi_o = 90°$.

Für diesen besonderen Fall geht die obige Gl. 11 über in

$$\sigma_m = \frac{3P}{2\pi z^2} = 0{,}478 \frac{P}{z^2} \cdot \tag{13}$$

Der hierzu gehörige Grenzwinkel φ' ist ebenfalls in Zahlentafel 4 verzeichnet; er beträgt $\varphi' = 55°$.

Die vorstehende Gl. 13 gilt für solche Körper, bei denen die Druckverteilung sich bis ins Unendliche erstreckt, also für lose Böden in größerer Tiefe und für feste Körper. Nimmt man an, daß sehr stark bindige Böden gleiche Eigenschaften haben wie feste Körper (zug- und schubfest), so gilt auch für sie die Gl. 13. Es ist das dann der in der Einleitung gekennzeichnete „obere Grenzfall".

Damit ergibt sich folgende

Regel für punktförmige Einzellasten.

Für punktförmige Einzellasten $\left(d < \frac{z}{3}\right)$ kann man folgende vereinfachte Annahme über die Druckverteilung machen (Abb. 36a): Der Druckspannungshaufen ist ein Kegel; sein Meridian-

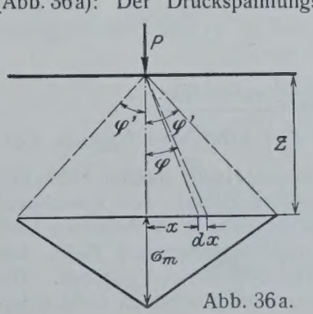


Abb. 36a.

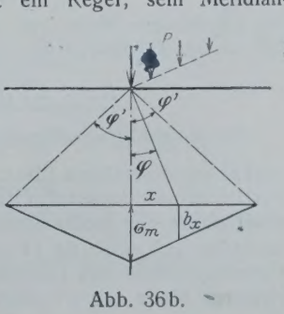


Abb. 36b.

schnitt ein Dreieck. Die größte Spannung σ_m (Mittendruck in der Achse der Last) berechnet sich nach Gl. 11 oder 13, je nach Bodenart und Tiefe. Die Verteilungsbreite des Druckes ist damit durch den Winkel φ' gegeben. Die kleineren Werte von φ' (Zahlentafel 4) gelten bei lockeren körnigen Böden dicht unterhalb der Lastfläche; mit zunehmender Tiefe gelten die größeren Werte von φ'; von einer Tiefe von 1 bis 1,2 m abwärts gilt $\varphi' = 55°$. Die zugehörigen Spannungswerte σ_m sind in der Zahlentafel 4 verzeichnet.

Für feste Körper kann man den Grenzwinkel φ' bis oben hin zu 55° annehmen.

Zahlenbeispiel.

Wie wird ein Plattendurchlaß durch den Raddruck nach Abb. 37 belastet?

Es liege ausgesprochene Punktlast vor; also gilt Gl. 11 bezw. 13.

Für einen körnigen (nicht bindigen) Boden wird mit $\varphi_0 = 70°$ nach Zahlentafel 4

$$\sigma_m = 0{,}76 \cdot \frac{P}{z^2} = 0{,}76 \cdot \frac{8}{0{,}8^2} = 9{,}5 \text{ t/m}^2, \quad \varphi' = 48°.$$

Die Belastung der Durchlaßdecke ist nach der obigen Regel für Punktlasten in Abb. 37 eingezeichnet. Die übliche Belastungsannahme würde liefern:

$$\sigma_m = 8 \text{ t} : \left(\frac{1{,}6^2\,\pi}{4}\right) \text{m}^2 = 3{,}98 \text{ t/m}^2,$$

d. h. einen Druck, der weniger als die Hälfte des wirklichen ausmacht!

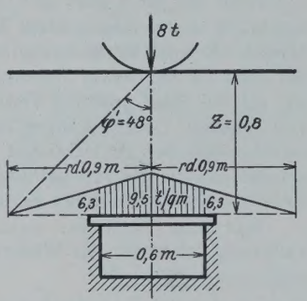


Abb. 37.

E. Druckverteilung unter einer linienförmigen Last.

Unter einer linienförmigen Einzellast wird eine solche verstanden, die in einem sehr schmalen Streifen auf dem Baugrunde aufsitzt. Der Streifen gilt als schmal, wenn er eine Breite von weniger als $^1/_3$ der Tiefe hat, für die man die Druckverteilung ermitteln will. Der Druck verteilt sich von dieser linienförmigen Einzellast aus nach beiden Seiten hin in gleicher Weise; man hat also das ebene Problem vor sich.

Nach genau dem gleichen Gedankengange wie unter D ergibt sich aus der allgemeinen Gleichung (5) auf S. 209 (Aufsatz II)

$$(5) \qquad \sigma_z = \frac{P}{z\ \varphi_0}(\cos\varphi - \operatorname{cotg}\varphi_0 \cdot \sin\varphi) \cdot \cos^3\varphi$$

ein Mittendruck in der Achse der Last

$$(14) \qquad \sigma_m = \frac{P}{z\ \varphi_0}.$$

Die Verteilungsbreite ist für die Dreiecksregel wieder durch den Winkel φ' bestimmt, der sich aus der Zahlentafel 5 ergibt.

Zahlentafel 5. Linienlast.

Einem wirklichen Grenzwinkel der Druckverteilung	$\varphi_0 = 40°$	50°	60°	75°	90°
entspricht ein praktischer Grenzwinkel der Dreiecksregel . .	$\varphi' = 35°$	40°	46°	52°	57,5°
dazu gehört ein Mittendruck . .	$\sigma_m = 1{,}43$	1,15	0,96	0,76	$0{,}64 \cdot \frac{P}{z}$
Erfaßte Bodenreaktion . .	$P' = \nu \cdot P = 0{,}99$	0,97	0,96	0,94	$0{,}93 \cdot P$.

Im übrigen gilt hier genau dasselbe, wie es unter D für die Punktlast ausgeführt wurde. Die Zahlenwerte, insbesondere derjenige für P', weichen von denen der Zahlentafel 4 etwas ab; man sieht deutlich, daß P' hier dem P noch viel näher liegt, daß also beim ebenen Problem die vereinfachte Dreiecksregel noch viel besser stimmt als bei der räumlichen Druckverteilung.

Darf man eine sehr weitgehende Verteilung des Druckes nach der Seite hin annehmen (fester Körper oder stark bindiger Boden), so ist $\varphi_0 \approx 90°$ zu setzen. Damit wird aus Gl. 14

$$(15) \qquad \sigma_m = \frac{P}{z \cdot \pi/2} = \frac{2P}{\pi \cdot z} = 0{,}636 \cdot \frac{P}{z}.$$

Die zugehörigen Werte von $\varphi' = 57{,}5°$ und $P' = 0{,}93\,P$ stehen gleichfalls in der Zahlentafel 5.

Regel für linienförmige Einzellasten.

Für linienförmige Einzellasten $\left(b < \frac{z}{3}\right)$ kann man folgende vereinfachte Annahme über die Druckverteilung machen (Abb. 37): Der Druckspannungshaufen ist ein dreiseitiges Prisma; sein Querschnitt ein Dreieck. Die größte Spannung σ_m (Mittendruck in der Achse der Last) berechnet sich nach Gl. 14 oder 15, je nach Bodenart und Tiefe. Die Verteilungsbreite des Druckes ist durch den Winkel φ' gegeben. Die kleineren Werte von φ' gelten bei lockeren körnigen Böden dicht unterhalb der Lastfläche; mit zunehmender Tiefe gelten die größeren Werte von φ'; von einer Tiefe von 1 bis 1,2 m abwärts gilt $\varphi' = 57{,}5°$. Die zugehörigen Spannungswerte σ_m sind in der Zahlentafel 5 verzeichnet. Für feste Körper kann man den Grenzwinkel φ' bis oben hin gleich 57,5° annehmen.

F. Flächenlasten.

Unter einer „Flächenlast" wird eine solche Last verstanden, die in einer größeren Fläche auf dem Baugrunde aufsitzt. Die Fläche gilt als groß, wenn sie einen Durchmesser von mehr als $^1/_3$ der Tiefe hat, für die man die Druckverteilung ermitteln will. Näheres siehe Aufsatz II in der „Bautechnik" 1928, Heft 17, S. 230. Im folgenden sollen Näherungswerte auch für die Druckverteilung unter Flächenlasten abgeleitet und angegeben werden, und zwar für solche Punkte, die im Sinne der vorstehenden Angabe nahe unter der Fläche liegen. Für weiter entfernte Punkte gilt genau genug die Regel über Punkt- bezw. Linienlasten. Selbstverständlich wird der Lastkörper als starr vorausgesetzt.

Das allgemeine Verfahren zur Ermittlung der Spannungen unter Flächenlasten ist auf S. 230 bis 232 auseinandergesetzt. Voraussetzung für seine Anwendung ist immer die Kenntnis der Druckverteilung unter der Sohle des Lastkörpers. Diese sei hier nicht näher untersucht, sondern als bekannt vorausgesetzt[35]), und zwar werden für folgende Fälle Formeln abgeleitet:

1. Kreisförmige Flächenlast: Querschnitt des Spannungshaufens unter der Sohlfläche der Last sei a) ein Rechteck, b) eine Parabel, c) ein Dreieck.

2. Streifenförmige Flächenlast: Querschnitt des Spannungsprismas unter der Sohlfläche der Last sei a) ein Rechteck, b) eine Parabel, c) ein Dreieck.

I. Druckverteilung bis ins Unendliche gehend angenommen.

Es werden zunächst die Formeln zugrunde gelegt, die unter der Voraussetzung gelten, daß von der Lastfläche aus die Druckverteilung sich bis ins Unendliche erstrecke, d. h. $\varphi_o = 90°$:

1. die von Boussinesq (Gl. 1, S. 208)

$$\sigma^z = \frac{3P}{2\pi z^2} \cdot \cos^5\varphi;$$

2. die von Melan (Gl. 2, S. 208)

$$\sigma_z = \frac{2P}{\pi z} \cdot \cos^4\varphi,$$

und es werden die Spannungen ermittelt für Punkte in verschiedener Tiefe auf der Symmetrieachse der Kreisflächenlast bezw. in der Symmetrieebene der Streifenflächenlast (Mittendrücke).

Mittendrücke.

1. Kreisflächenlast (Abb. 38). Die Spannung im Punkte A erhält Spannungsanteile von allen Stellen der Kreisfläche her; diese addieren sich: Annahme der Gültigkeit der Superposition. Ein Kreis vom Halbmesser x und von der Breite dx liefert auf den Punkt A einen Spannungsanteil, dessen Größe sich nach Gl. 1 berechnet. Wie bisher schon, bezeichnet man mit p_o das Verhältnis der Gesamtlast P zur Kreislastfläche $F = r^2\pi$

$$p_o = \frac{P}{F} = \frac{P}{r^2\pi}.$$

a) Annahme einer „rechteckigen Sohldruckverteilung" (Abb. 38a).

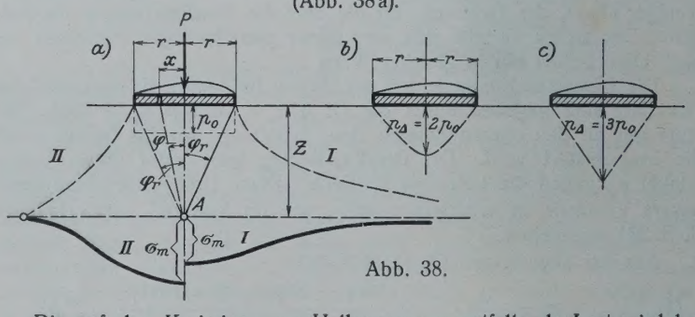


Abb. 38.

Die auf den Kreisring vom Halbmesser x entfallende Last wird bei Annahme der gleichförmigen Druckverteilung unter der Sohle der Last $= dP_x = 2x\pi\,dx\,p_o$,

und der von ihr erzeugte Spannungsanteil in A nach Gl. 1

$$\sigma_x = \frac{3\,dP_x}{2\pi z^2} \cdot \cos^5\varphi = \frac{3 \cdot 2\pi x\,dx\,p_o}{2\pi z^2} \cdot \cos^5\varphi.$$

Zur Umwandlung der x in φ ist zu beachten, daß

$$\frac{x}{z} = \operatorname{tg}\varphi, \text{ also } dx = z \cdot \frac{1}{\cos^2\varphi} \cdot d\varphi.$$

Somit wird $\sigma_x = 3\,p_o \sin\varphi \cos^2\varphi\,d\varphi$.

[35]) Hierüber folgt ein vierter Aufsatz.

Die Summe aller σ_x, gebildet von $\varphi = 0$ bis zu $\varphi = \varphi_r$ (Randwinkel $\operatorname{tg}\varphi_r = \frac{r}{z}$), ergibt die Gesamtspannung σ_m in A:

$$\sigma_m = \int_0^{\varphi_r} \sigma_x = 3\,p_o \int_0^{\varphi_r} \sin\varphi \cos^2\varphi\, d\varphi$$

$$\underline{\sigma_m = p_o\,(1 - \cos^3\varphi_r).} \qquad (16)$$

b) Kreisflächenlast; „parabolische" Sohldruckverteilung (Abb. 38b).

Die sinngemäß gleiche Ableitung gibt

$$\sigma_m = 2\,p_o\,[1 - 2\operatorname{cotg}^2\varphi_r(1 - \cos\varphi_r)]. \qquad (17)$$

c) Kreisflächenlast; „dreieckige" Sohldruckverteilung (Abb. 38c).

$$\sigma_m = 3\,p_o\,(1 - \cos\varphi_r). \qquad (18)$$

2. Streifenflächenlast; a) rechteckige Sohldruckverteilung.

Nach der Längsrichtung des Streifens herrscht überall die gleiche Druckverteilung. Der Punkt A wird also nur beeinflußt von den Stellen aus, die im gleichen Querschnitt mit ihm liegen: ebenes Problem (Abb. 39). Die Belastung für die Längeneinheit des Streifens sei P (z. B. kg/m); ihr Verhältnis zur Streifenbreite b sei $p_o = \frac{P}{b}$. Im übrigen ist der Gedankengang der Ableitung genau derselbe wie unter 1. Es wird die Gesamtspannung im Punkte A (Abb. 39a) bei Annahme rechteckiger Sohldruckverteilung

$$\sigma_m = \frac{p_o}{\pi}\left(2\,\varphi_r + \sin 2\,\varphi_r\right). \qquad (19)$$

Diese Formel ist auch schon von Terzaghi angegeben.[36])

b) Streifenflächenlast; parabolische Sohldruckverteilung (Abb. 39b).

$$\sigma_m = \frac{3\,p_o}{\pi}\left[\operatorname{cotg}\varphi_r + \varphi_r\,(1 - \operatorname{cotg}^2\varphi_r)\right]. \qquad (20)$$

c) Streifenflächenlast; dreieckige Sohldruckverteilung (Abb. 39c).

$$\sigma_m = \frac{4\,p_o\,\varphi_r}{\pi}. \qquad (21)$$

Die in den vorstehenden sechs Formeln enthaltene Abhängigkeit des Mittendruckes unter einer Flächenlast vom Randwinkel φ_r der Flächenausdehnung ist in Abb. 40 zeichnerisch dargestellt. Hierbei ist noch folgendes zu beachten: Ob die Druckverteilung unter der Sohlfläche der Last „rechteckig", „parabolisch" oder „dreieckig" ist, läßt sich nach dem heutigen Stande unserer Erkenntnis und auf Grund der vorliegenden Versuche noch nicht allgemein beantworten; es steht aber fest, daß die Sohldruckverteilung bei sehr großen Lastflächen sich stark der rechteckigen Gestalt nähert; daß sie dagegen bei ausgesprochen kleinen Lastflächen nahezu Dreiecksform aufweist. Sie hängt auch etwas ab von der Dichte des Baugrundes und der Größe der Pressung p_o. Es werden also die Kurven a, b oder c je nach der Größe der Lastfläche gelten, d. h. je nach dem Durchmesser d der Kreisfläche und der Breite b der Streifenfläche. In Abb. 40 sind einige Zahlenwerte für d und b eingeschrieben, die sich auf Grund unserer bisherigen Versuche für Sandschüttungen ergeben haben.

Für ganz geringe Werte von d und b gelten die Formeln für Punkt- und Linienlasten; vergl. S. 208 u. f. Man kann sie auch mittels des Randwinkels φ_r darstellen, was natürlich nur im Sinne der Abb. 38 u. 39 möglich ist, indem man eben doch einen gewissen Durchmesser des Punktes und eine gewisse Breite der Linie annimmt; aber die Übertragung einer Last ist ja praktisch auch gar nicht anders möglich. Eine einfache Umrechnung ergibt aus den beiden Gl. 1 u. 2, S. 208:

für die Punktlast: $\sigma_m = \frac{3\,p_o}{2} \cdot \operatorname{tg}^2\varphi_r$ (22)

„ „ Linienlast: $\sigma_m = \frac{4\,p_o}{\pi} \cdot \operatorname{tg}\varphi_r$. (23)

[36]) Terzaghi, Erdbaumechanik S. 224 bis 227.

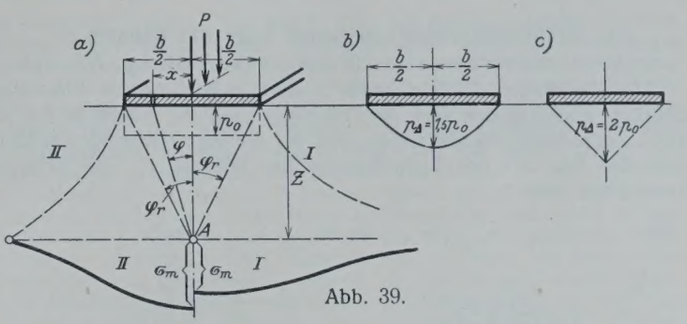


Abb. 39.

Auch diese Kurven sind in Abb. 40 der Vollständigkeit halber mit eingetragen.

Die Darstellungen in Abb. 40 geben ein anschauliches Bild über den Einfluß einerseits der Flächengröße (b bzw. d) und anderseits des Winkels φ_r (Verhältnis der Tiefe z zu b bzw. d) auf den Wert des Mitteldruckes σ_m.

Spannungen an beliebiger Stelle.

Die weitere Aufgabe, für noch andere Stellen die Spannungen zu ermitteln, führt nur bei der Streifenflächenlast zu einem einfachen Ergebnis; für Kreisflächen ist die Lösung zu umständlich, wie auf S. 208 in Aufsatz II ausführlich dargelegt.

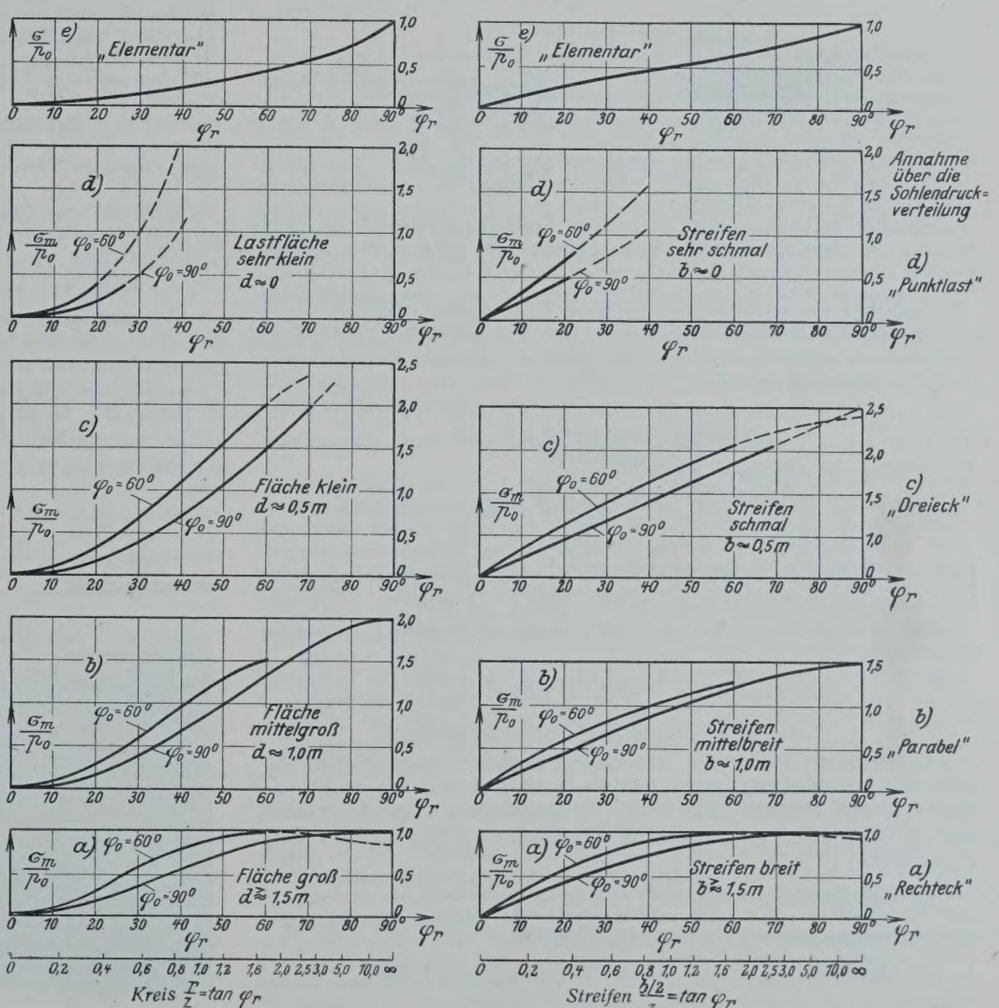
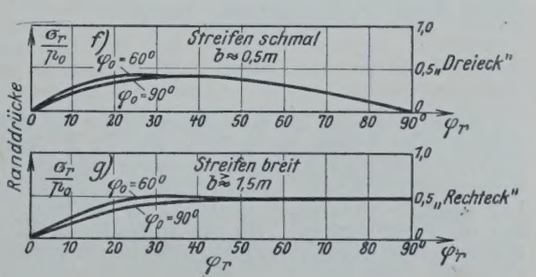


Abb. 40.



3. Streifenflächenlast; beliebige Lage des Punktes *A*.

a) Annahme rechteckiger Sohldruckverteilung, Abb. 41a.

Die Spannungen, die dem Punkte A aus dem Bereiche des Winkels φ_{r_2} zufließen, ermitteln sich nach der Gleichung unter 2a, jedoch ist nur die Hälfte der Spannungen anzusetzen, weil nur die eine Hälfte der Lastfläche vorhanden ist. Für den Einflußbereich des Winkels φ_{r_1} gilt dasselbe. Somit erhält man

$$\sigma_A = \frac{p_o}{2\pi}(2\varphi_{r_2} + \sin 2\varphi_{r_2} + 2\varphi_{r_1} + \sin 2\varphi_{r_1}). \tag{26}$$

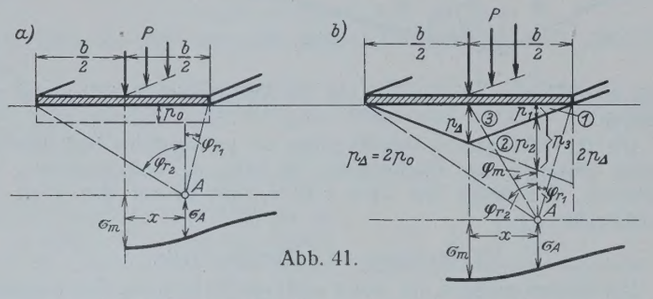


Abb. 41.

Liegt jedoch der Punkt *A* außerhalb des Streifens, $x > b/2$, so ist gemäß Abb. 8a der Winkel φ_{r_1} negativ einzusetzen.[37]) Für den Sonderfall, wo der Punkt *A* unter der Streifenkante liegt, $x = b/2$, wird $\varphi_{r_1} = 0$ (Abb. 42a).

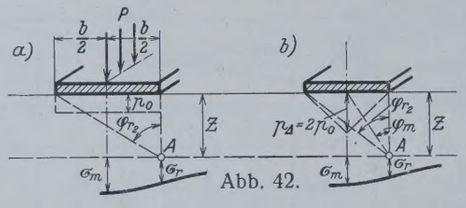


Abb. 42.

b) Die Annahme parabolischer Sohldruckverteilung führt hier zu ziemlich verwickelten Formeln und soll nicht weiter verfolgt werden.

c) Annahme dreieckiger Sohldruckverteilung (Abb. 41b).

Der Einfluß der Spannungsdreiecke 1, 2 und 3 auf den Punkt *A* ist gesondert zu ermitteln und dann zu addieren. Die zu den Dreiecken gehörigen Spannungen sind

$$p_1 = p_\triangle \cdot (1 - \xi), \quad p_2 = 2p_\triangle \cdot \xi, \quad p_3 = p_1 + p_2 = p_\triangle \cdot (1 + \xi),$$

wenn $x : b/2 = \xi$ gesetzt wird. Somit ergibt sich unter sinngemäßer Verwendung der Gleichung unter 2c)

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_A &= \frac{p_1 + p_2}{\pi} \cdot \varphi_{r_2} + \frac{p_1}{\pi} \cdot \varphi_{r_1} - \frac{p_2}{\pi} \cdot \varphi_m \\ &= 2p_o\,[(1 + \xi) \cdot \varphi_{r_2} + (1 - \xi) \cdot \varphi_{r_1} - 2\xi \cdot \varphi_m]. \end{aligned} \right. \tag{27}$$

Liegt *A* außerhalb des Streifens, ist also $x > b/2$, so ist φ_{r_1} mit negativem Vorzeichen einzusetzen und zu beachten, daß $\xi > 1$ wird.

Der Sonderfall $x = b/2$ (*A* lotrecht unter dem Rande) (Abb. 42b) liefert mit $\xi = 1$

$$\sigma_r = \frac{4p_o}{\pi}(\varphi_{r_2} - \varphi_m). \tag{28}$$

II. Annahme begrenzter Druckverteilung.

Des weiteren sollen auch die Formeln zugrunde gelegt werden, die unter der Voraussetzung gelten, daß der Druck sich nicht bis ins Unendliche erstreckt, sondern unter einem Neigungswinkel φ_o vom Lastrande aus zu Ende geht; es ist dies die Gleichung von Strohschneider, Gl. 4, S. 208:

für Punktlast: $\sigma_z = \frac{3}{2\pi} \cdot \frac{P}{z^2} \cdot \frac{(\cos\varphi - \operatorname{cotg}\varphi_o \cdot \sin\varphi)\cos^4\varphi}{1 - \cos\varphi_o}$

und des erstgenannten Verfassers, Gl. 5, S. 209,

für Linienlast: $\sigma_z = \frac{P}{z \cdot \varphi_o}(\cos\varphi - \operatorname{cotg}\varphi_o \cdot \sin\varphi)\cos^3\varphi.$

[37]) Diese Gleichung ist auch von Terzaghi abgeleitet worden und in seinem Buche „Erdbaumechanik" angegeben.

Der Gedanken- und Rechnungsgang ist genau derselbe, wie oben schon dargelegt. Man findet die folgenden Gleichungen für die Mitteldrücke σ_m, in denen bedeutet: φ_o der Grenzwinkel der Druckverteilung, $\alpha = 1 - \cos\varphi_o$, $\beta = \operatorname{cotg}\varphi_o$:

1a) Kreisflächenlast, rechteckige Druckverteilung (Abb. 38a):

$$\sigma_m = \frac{p_o}{\alpha}(1 - \cos^3\varphi_r - \beta \cdot \sin^3\varphi_r). \tag{29}$$

1c) Kreisflächenlast, dreieckige Druckverteilung (Abb. 38c):

$$\sigma_m = \frac{2p_o}{\alpha}(1 - \cos\varphi_r)\,(1 - \beta \cdot \operatorname{tg}\varphi_r/2). \tag{30}$$

2a) Streifenflächenlast, rechteckige Druckverteilung (Abb. 39a):

$$\sigma_m = \frac{p_o}{2\varphi_o}[\sin 2\varphi_r + 2\varphi_r - \beta(1 - \cos 2\varphi_r)]. \tag{31}$$

2c) Streifenflächenlast, dreieckige Druckverteilung (Abb. 39c):

$$\sigma_m = \frac{2p_o}{\varphi_o}[\varphi_r - \beta(1 - \varphi_r \cdot \operatorname{cotg}\varphi_r)]. \tag{32}$$

Die den vorstehenden Gleichungen 29 bis 32 entsprechenden Kurven sind in Abb. 40 ebenfalls mit dargestellt, und zwar sind die Zahlenwerte errechnet für $\varphi_o = 60°$. Dieser Grenzwinkel kann nach den Ergebnissen unserer Versuche als ein Mittelwert gelten; für $\varphi_o = 40°$ sind die Zahlenwerte etwas höher als für $\varphi_o = 60°$.

3. Streifenflächenlast, Lage des Punktes *A* lotrecht unter dem Streifenrande (Abb. 42).

3a) Rechteckige Druckverteilung (Abb. 42a):

$$\sigma_r = \frac{p_o}{4\varphi_o}[\sin 2\varphi_{r_2} + 2\varphi_{r_2} - \beta(1 - \cos 2\varphi_{r_2})]. \tag{33}$$

3b) Dreieckige Druckverteilung (Abb. 42b):

$$\sigma_r = \frac{2p_o}{\varphi_o}[\varphi_{r_2} - \varphi_m + \beta(\varphi_{r_2} \cdot \operatorname{cotg}\varphi_{r_2} - \varphi_m \cdot \operatorname{cotg}\varphi_m)]. \tag{34}$$

Auch für eine Lage des Punktes *A* unter dem Rande der Streifenlast sind in Abb. 40f und g die Kurven gemäß Gl. 33 und 34 aufgezeichnet, und zwar, was zu beachten ist, in Abhängigkeit von φ_r, nicht von φ_{r_2}!

Hat man nach den vorstehenden Gleichungen oder mit Hilfe der Kurven in Abb. 40a bis d und f und g die Mitten- und Randdrücke gefunden, so ist es ein leichtes, die übrige Druckverteilung aufzuzeichnen, soweit sie dann überhaupt noch benötigt wird. Die Nulldrucklinie, d. h. die Entfernung, in der kein lotrechter Druck mehr auftritt, ist durch den Winkel φ_o gegeben. Zum Schlusse sei noch einmal betont, daß in Abb. 40 die Kurven $\varphi_o = 60°$ für körnigen Boden in geringer und in mittlerer Tiefe und daß die Kurven $\varphi_o = 90°$ für solchen Boden in größerer Tiefe und für sehr gut bindigen Boden in allen Tiefen gelten.

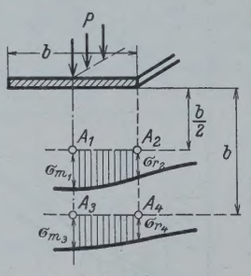


Abb. 43.

Zahlenbeispiel.

Unter einer Streifenlast von $b = 1$ m Breite seien die Spannungen zu ermitteln. Es ist in Abb. 43 für Punkt A_1: $\varphi_r = 45°$, A_2: $\varphi_{r_2} = 63° 25'$, $\varphi_m = 45° \cdot A_3$: $\varphi_r = 26° 35'$, A_4: $\varphi_{r_2} = 45°$, $\varphi_m = 26° 35'$.

Nun liefert für einen ausgesprochen körnigen Boden ($\varphi_o \approx 60°$) Abb. 40b und 40f u. g folgende Werte:

$$\sigma_{m_1} = 1{,}08\,p_o, \quad \sigma_{m_3} = 0{,}72\,p_o, \quad \sigma_{r_2} = \frac{1}{2}(0{,}50 + 0{,}35)\,p_o = 0{,}42\,p_o$$

$$\sigma_{r_4} = \frac{1}{2}(0{,}45 + 0{,}50)\,p_o = 0{,}47\,p_o.$$

Für einen gut bindigen Boden ($\varphi_o \approx 90°$) gibt die gleiche Ermittlung:

$$\sigma_{m_1} = 0{,}96\,p_o, \quad \sigma_{m_3} = 0{,}57\,p_o, \quad \sigma_{r_2} = \frac{1}{2}(0{,}40 + 0{,}46)\,p_o = 0{,}43\,p_o$$

$$\sigma_{r_4} = \frac{1}{2}(0{,}40 + 0{,}40)\,p_o = 0{,}40\,p_o.$$

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 20. April erschienene Heft 8 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Ingénieur Principal G. Seckler: Straßenüberführung am „Letzten Stüber" in km 16,180 der Strecke Metz—Luxemburg. — Dr.-Ing. F. Dischinger: Die Theorie der Vieleckkuppeln und die Zusammenhänge mit den einbeschriebenen Rotationsschalen. — Reichsbahnräte Claußnitzer und Vogeler: Merkblatt für Betonbauten. — Cand. ing. Franz Brandeis: Beitrag zur Berechnung von Fundamenten.

Entwicklung des Deutschen Seezeichenwesens. In der Akademie des Bauwesens sprach am 22. März 1929 der Geh. Oberbaurat Gustav Meyer über diesen Gegenstand. — Das Seezeichenwesen dient zur Sicherung der Schiffahrt bei Tage, bei Nacht und bei Nebel. Tagesseezeichen sind Tonnen, Feuerschiffe, Landbaken und Leuchttürme, Seezeichen bei Nacht die Leuchtfeuer. Ihre Lichtstärke konnte durch die Entwicklung des Flüssiggasglühlichts und der elektrischen Glühlampen ohne nennenswerte Erhöhung der sächlichen Betriebskosten bedeutend

erhöht werden. Durch Einbau von Lampenumschaltvorrichtungen, Kennungsgebern, ferner von Zünd- und Löschuhren, die einen unbewachten Betrieb gestatten, wurden die persönlichen Betriebskosten ermäßigt. Die Art der Lichtquellen und die Ausbildung der Leuchte beeinflussen den Betrieb und hierdurch die Bauart der aus Mauerwerk, Gußeisen oder Flußstahl hergestellten Leuchttürme. Die bei vorgeschriebener Tragweite erforderliche Lichtstärke der Leuchtfeuer wird ermittelt auf Grund gegenseitiger Beobachtungen der vorhandenen Leuchtfeuer oder unter Zugrundelegung eines bestimmten Lichtverlustes für eine Seemeile.

Zur Sicherung der Schiffahrt bei Nebel dienen Luft-, Wasser- und Funknebelsignale. Am häufigsten verwendet man Luftschallsignale, deren Wirkung bei dem manchmal sehr ungleichmäßigen Träger der Schallwelle, der Luft, leider sehr stark geschwächt wird. Bedeutend sicherere Beobachtungen werden mit den Wasserschallsendern — Elektromagnetsendern — erzielt, wenn auch häufig Beugung und Brechung der Schallwellen die Tragweite beeinflussen; die Verwendung von Gruppensendern führt infolge ihrer Richtwirkung zu einer weiteren Vergrößerung der Tragweite.

Die Verwendung der drahtlosen Wellen für Nebelsignalzwecke hat zu einem bedeutenden Fortschritt in der Sicherung der Schiffahrt geführt. Die seit 1908 vorgenommenen Versuche mit gerichteter Senderanlage an Land und Verwendung eines ungerichteten Empfängers an Bord gelangten infolge Ausbruches des Krieges nicht zum Abschluß. Die nach dem Kriege an Land aufgestellten Peilfunkstellen der Marineleitung ermöglichen die Ortsbestimmung eines mit bestimmter Wellenlänge sendenden Schiffes. Die nach dem Verfahren Scheller-Kievitz arbeitende Versuchsanlage bei Bülk (Richtfunkfeuer) führte nicht zu befriedigenden Ergebnissen.

Allgemeinen Anklang in Schiffahrtkreisen fand die Aufstellung von Funkfeuern (Funkbaken) auf 5 Feuerschiffen der Nordsee, mit deren Hilfe sich ein mit einem Bordfunkpeiler ausgerüstetes Schiff unter Benutzung eigener Messungen seinen Schiffsort bestimmen kann. Durch Koppelung der Funknebelsignale mit den Wasserschallsignalen, d. h. bei gleichzeitigem Beginn dieser beiden Signalarten, ist es möglich, den Abstand des beobachtenden Schiffes von den Sendern dadurch zu ermitteln, daß die Zeitspanne zwischen Empfang des Funknebelsignals und dem Hören des Wasserschallsignals in Sekunden bestimmt wird. Diese Zeit in Sekunden vervielfältigt mit dem von dem Schall im Wasser zurückgelegten Weg = rd. 0,8 sm/sek ist der gesuchte Abstand.

An der Ostsee sind die Anlagen auf Stubbenkammer und in Warnemünde zur Sicherung der Eisenbahnfähren Saßnitz—Trelleborg, Warnemünde—Gjedser bereits seit längerer Zeit in Betrieb. Der weitere Ausbau der Funkfeuer in jenem Meeresteile ist in Ausführung oder in Vorbereitung.

Technische Hochschule Aachen. Die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber ist verliehen worden dem Regierungsbaumeister a. D. Eugen Vögler, Vorsitzenden des Vorstandes der „Hochtief" A.-G. für Hoch- und Tiefbauten in Essen, in Anerkennung seiner hervorragenden Verdienste um die Einführung wirtschaftlicher Bauverfahren und um eine geregelte und sachgemäße Ausbildung der technischen Hilfskräfte.

Umbau der Zambesi-Brücke. Die Brücke über den Zambesi, etwa 650 m unterhalb der Victoria-Fälle (s. Abb.), ist eins der berühmtesten Bauwerke seiner Art. Ursprünglich als zweigleisige Eisenbahnbrücke errichtet, soll sie nunmehr so umgebaut werden, daß sie neben einem Gleis eine Kraftwagenstraße und einen Fußweg aufnimmt, ein interessantes

Zeichen dafür, wie sich in den 23 Jahren, die seit ihrem Bau vergangen sind, die Bedeutung der beiden Verkehrsmittel Straße und Eisenbahn verschoben hat. Die Schlucht, die die Brücke, etwa 120 m über dem Wasser, überschreitet, ist ungefähr 200 m breit. Die Hauptöffnung wird von einem parabelförmigen Bogen von 152,5 m Spannweite zwischen den Kämpfergelenken und 27,45 m Stich überbrückt. An der Südseite schließt sich ein Fachwerkträger von 26,7 m Länge, auf der Nordseite ein solcher von 19 m Länge an. Damit die Brücke die nötige Seitensteifigkeit hätte, erhielt sie eine Fahrbahn von 9,15 m Breite, auf der sie zwei Gleise der in Kapspur (1,067 m) über sie führenden Eisenbahn hätte aufnehmen können, obgleich für den Verkehr ein Gleis ausreicht. Diese Breite kommt dem jetzt in Aussicht genommenen Umbau zustatten. Das Gleis, das in der Mitte der Brücke geführt ist, soll seine Lage beibehalten. Stromauf neben ihm soll eine Fahrstraße, auf der anderen Seite ein Fußweg eingebaut werden. Die ganze jetzt vorhandene Fahrbahn soll aufgehoben und durch eine neue ersetzt werden. Auch die Hauptträger müssen verstärkt werden. Die ganze Arbeit, die 16 Monate in Anspruch nehmen soll, muß unter Aufrechterhaltung des Eisenbahnbetriebes auf der Brücke ausgeführt werden. Die Arbeiten zum Umbau und zur Verstärkung der Brücke sind, wie „Modern Transport" berichtet, derselben englischen Brückenbauanstalt übertragen worden, die s. Zt. die Brücke gebaut hat. Bemerkenswert ist dabei, daß der Neubau damals nur 70 000 £ gekostet hat, während der Vertrag für die Umbauarbeiten mit 35 000 £ abschließt. In diesem Preis ist die Anförderung der Baustoffe noch nicht einmal enthalten, die vermutlich von der Eisenbahn kostenlos ausgeführt wird. Die Brücke ist 2625 km von Kapstadt und 1530 km von Beira, dem nächsten Hafen an der Ostküste, entfernt. Sie spielte eine wichtige Rolle in dem Plan von Sir Cecil Rhodes, eine Eisenbahnverbindung vom Kap bis Kairo zu schaffen. Obgleich diese bis heute noch nicht zustande gekommen ist, hat die Zambesi-Brücke doch erhebliche Bedeutung für den afrikanischen Verkehr erlangt. Wkk.

Vom Reichshaushalt 1929. Mitte März wurde der Entwurf zum Reichshaushalt 1929 nach seiner Genehmigung durch den Reichsrat dem Reichstag zur Beschlußfassung überreicht. Wir geben anschließend kurz jene Daten bekannt, die in den einzelnen Haushalten vorgesehen und für unsere Leser von Belang sind. Der endgültige Haushalt war bei Drucklegung noch nicht festgestellt.

Der Gesamthaushalt umfaßt 195 174 507 R.-M., davon der Haushalt des Reichsfinanzministeriums 16 776 850 R.-M., des Reichsverkehrsministeriums 106 704 500 R.-M., des Reichswehrministeriums 25 260 600 R.-M. und der einzelnen Verwaltungen 46 452 557 R.-M.

Das **Reichsverkehrsministerium** verlangt für die Reichswasserstraßenverwaltung im

ordentlichen Haushalt:

Beiträge zur Bearbeitung von Entwürfen für den Ausbau des deutschen Wasserstraßennetzes und für Gewinnung von Wasserkräften 198 000, Vor- und Entwurfsarbeiten für den Ausbau des deutschen Wasserstraßennetzes 601 000, Neubau der Straßenbrücke über den Ems-Jade-Kanal bei Mariensiel 166 000, Errichtung eines neuen Bureaugebäudes zwischen Haupt- und Nebengebäude der Deutschen Seewarte 234 000, Errichtung eines Steinbaues in Fuhlsbüttel für die meteorologische Versuchsanstalt der Deutschen Seewarte 42 000, Außergewöhnliche Erneuerung abgängiger Holzbauwerke am Kaiser-Wilhelm-Kanal, 2. Betrag 230 000, Einrichtung von Sammelstellen für Küstensegler an der Straßendrehbrücke bei Rendsburg 67 000, Anschluß des Schleusenkraftwerkes Brunsbüttelkoog an das Hochspannungsnetz der Schleswig-Holsteinischen Elektrizitätsversorgung 85 000, Beschaffung von Dienst-, Wohn- und Lagerräumen usw. für den Reichswasserschutz sowie zur Beschaffung von Geräten und Ausstattungsgegenständen für diesen 341 000, Beteiligung des Reichs an den Aufwendungen für die Aufrechterhaltung der Schnelldampferlinie Swinemünde—Pillau 184 000.

Für die Binnenwasserstraßen.

In Preußen:

Regulierung der Krummen Gilge, 3. Betrag 1 000 000, Vertiefung des Elbingflusses und des Elbinger Fahrwassers, Rest 650 000, Abflachung der Krümmung bei km 49,00 des Pregels 71 000, Anlage eines Bauhofes und Hafenbeckens an der Breitenbachfahrt bei der Schleppzugschleuse Wilhelmsruh bei Breslau, Rest 150 000, Wiederherstellung besonders stark beschädigter Buhnen in der Oder unterhalb Ohlau (km 219 bis 222) und unterhalb Lebus (km 594 bis 605), 1. Betrag 145 000, Vergrößerung der Vorhäfen der Schleppzugschleuse Ransern bei Breslau und Abgrabung des linken Oderufers oberhalb des Ranserner Wehres, 1. Betrag 500 000, Vertiefung der Häfen Maltsch und Glogau in Anpassung an die größere Tauchtiefe der Schiffe, 1. Betrag 140 000, Ausführung verstärkter Baggerungen in der Oder unterhalb der Warthemündung von km 640 bis 680,3, 1. Betrag 100 000, Beschaffung eines Motorgreifbaggers für das Wasserbauamt in Küstrin 36 000, Vor- und Entwurfsarbeiten für die Regelung der Wasserwirtschaft im Elde- und oberen Havelgebiet, 2. Betrag 15 000, Verbesserung des Fahrwassers in der Havel oberhalb Brandenburgs, Rest 50 000, Herstellung eines neuen Fahrwassers in der Mündung der Havel in den Trebelsee, Rest 63 000, Kostenbeitrag zum Neubau der Reichsbahnbrücke über das Flakenfließ, Ergänzungsbetrag 70 000, Neubau und Ausbau von Freiarchen in der oberen Havelwasserstraße, Ergänzungsbetrag 59 000, Neubau der Straßenbrücke über den Wentowkanal bei Marienthal (obere Havel) 52 000, Arbeiten zur Sicherung und Erhöhung der Leistungsfähigkeit des Voßkanals, 1. Betrag 150 000, Gründliche Überholung und Instandsetzung der im Betrieb verbleibenden Schleusen des Finowkanals, 1. Betrag 60 000, Verbesserung der Fahrstraße in der Sakrower Enge, 1. Betrag 150 000, Verbesserung der Stromstrecken der Elbe mit regelmäßig eintretendem schlechten und seichten Fahrwasser im Bezirk des Wasserbauamts Wittenberge von km 442,5 bis 502,5, 5. Betrag 200 000, Neubau eines Deckwerkes auf dem rechten Elbufer bei Dautzschen, km 162,62 bis 164,08, im Bauamtsbezirk Torgau, 3. Betrag 100 000, Neubau eines Deckwerkes bei km 350,0 der Elbe an der Ohremündung, Bauamtsbezirk Magdeburg, Rest 53 000, Neubau eines Deckwerkes bei Rosenfeld, km 159,5 der Elbe im Bauamtsbezirk Torgau 159 000, Regulierung der Elbe bei Lostrau, km 336,0 bis 337,56 im Bauamtsbezirk Magdeburg, 1. Betrag 250 000, Verstärkung der Dämme des Ems-Weser-Kanals, Rest 124 000, Neubau einer Schleppzugschleuse bei Hameln, 3. Betrag 600 000, Beseitigung von Fehlstellen auf der Weser zwischen Hann. Münden und Minden, Rest 214 400, Umbau des Weserwehres bei Dörverden, 2. Betrag 700 000, Beseitigung von Uferabbrüchen und Ausführung von Ufer-

sicherungen an der Weser bei Wellie, 1. Betrag 70 000, Bau eines Uferdeckwerkes an der Aller bei Oldau 90000, Beseitigung von Uferabbrüchen an der Leine, 1. Betrag 95 000, Begradigung der Leine unterhalb der Mündung des Schleusenkanals der 4. Allerstaustufe bei Hademstorf 125 000, Verbreiterung des unteren Vorhafens der Schleuse Herbrum am Dortmund-Ems-Kanal, Rest 135 000, Aufhöhung der infolge Bergbaues abgesunkenen Schleusengruppe IV des Rhein-Herne-Kanals, Rest 379 000, Verbreiterung des Rhein-Herne-Kanals, oberhalb des oberen Vorhafens der Schleusengruppe III von km 13,4 + 20 bis km 13,7 + 70 77 000, Erneuerung eines Teiles der Fernsprechanlagen im Bezirk des Wasserbauamts Rheine, 1. Betrag 50 000, Verbesserung des Fahrwassers im Rhein bei Uerdingen, Rest 50 000, Ausbesserung der Uferböschungen und der Längswerke in der Rheingaustrecke (km 1,0 bis 24,0), Rest 75 000, Beschaffung von vier Materialtransportkähnen für die Rheinstrombauverwaltung, Ergänzungsbetrag 30 000, Beendigung der Abgrabungsarbeiten zur Erweiterung des Hochwasserprofils auf dem linken Rheinufer bei Wesel (km 310,3 bis 312,5), 1. Betrag 55 000, Herstellung von Leitwerk-Spundwänden in den Unterkanälen der Main-Schleusen Mainkur, Kesselstadt und Groß-Krotzenburg 62 000, Herstellung eines Parallelwerkes am linken Rheinufer bei Homburg-Essenberg (km 275,8 + 40 m bis km 276,1) 75 000.

In Bayern:

Instandsetzung des Wehres (Nr. 5) der kanalisierten Altmühl bei Kastlhof 77 100, Niederwasserregulierung der Donau bei Kehlheim, 1. Betrag 100 000.

In Sachsen:

Elbstromberichtigung bei Leckwitz-Nünchritz, Rest 50 000.

In Mecklenburg-Schwerin:

Neubau der Lübzer Schiffahrtschleuse, Rest 290 000.

In Mecklenburg-Strelitz:

Ausbau des Kammerkanalseitenarmes vom Woblitzsee bis zum Großen Labussee, 1. Betrag 90 000. (Fortsetzung folgt.)

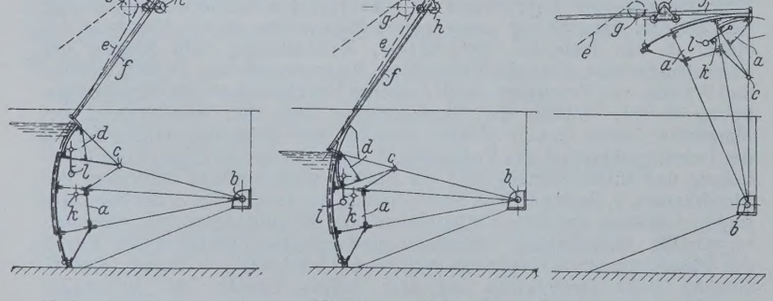
Geheimrat P. Höpfner †. Am 27. März starb in Kassel, der Stätte seiner langjährigen Wirksamkeit, der Geheime Baurat Dr.-Ing. ehr. Paul Höpfner, Stadtoberbaurat a. D. Mit ihm verliert die deutsche kommunale Technik, insbesondere die Vereinigung der Technischen Oberbeamten Deutscher Städte, deren Gründer, früherer Vorsitzender und jahrzehntelanger 1. Geschäftsführer er war, einen Führer und Freund, der in unermüdlich treuem Schaffen für die Allgemeinheit, im Interesse der deutschen Städte bis zu seinem Lebensende tätig war.

Geboren am 28. April 1857 in Grubnitz bei Riesa, besuchte er die Technische Hochschule Dresden und trat nach kurzer Tätigkeit bei der Sächsischen Staatseisenbahnverwaltung 1880 bei der Tiefbauverwaltung der Stadt Leipzig ein. Er wurde 1891 zum Stadtbauinspektor beim Tiefbauamt Elberfeld und 1897 zum Stadtbaurat in Kassel gewählt, wo er eine ausgedehnte Tätigkeit fand. Zahlreiche Bauten sind unter seiner Führung entstanden — Schulen, eine Bibliothek, das Rathaus, die Stadthalle —, die Stadterweiterung wurde dem raschen Aufblühen der Stadt entsprechend gefördert, Straßenbau und Kanalisation planmäßig durchgeführt und die Regulierung des Fuldaflusses vorbereitet und durch Errichtung einer Schiffahrtschleuse zu einem vorläufigen Abschluß gebracht. 1922 trat Geheimrat Höpfner in den Ruhestand.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Antrieb für Wehre mit Segmentaufsatz und getrennten Hubmitteln für Wehrkörper und Aufsatz. (Kl. 84a, Nr. 461 485 vom 8. 1. 1924, von Maschinenbau-A.-G. vormals Starke & Hoffmann in Hirschberg, Schlesien.) Auf das Segment *a*, das um die Achse *b* drehbar ist, ist ein Segment *d*, um eine Achse *c* drehbar, aufgesetzt. Als



Hubmittel für *a* dient eine Kette *e* und für *d* die Zahnstange *f*; der Antrieb geschieht durch eine gemeinschaftliche Antriebswinde mit Kupplung zum wechselweisen Aus- und Einrücken der Antriebsräder *g* für die Kette *e* bezw. *h* für die Zahnstange *f*. Bei der Staustellung des Doppelsegments kann durch Kuppeln der Antriebswinde mit dem Triebrad *h* das Obersegment *d* durch Zahnstange *f* bis zum Aufliegen auf das Untersegment *a* gesenkt oder in jede Zwischenstellung gebracht werden. Sitzt das Obersegment *d* auf dem Untersegment *a* auf, so können durch Einrücken des Triebrades für die Kette *e* beide Segmente zusammen in die gehobene Lage gebracht werden. Das entkuppelte Triebrad *h* rollt hierbei zunächst im Hub-, dann im Senksinne auf der in einer Schwinge *i* geführten Zahnstange ab. Aus der gehobenen Lage wird das Segment *d* beim Senken mittels des hinter einen Anschlag *k* fassenden Fallhakens *l* vom Untersegment zwangläufig so lange mitgenommen, bis der Fallhaken *l* infolge seiner Schwere in die senkrechte Stellung übergeht. Beim Untersegment ist das Schließen durch sein Eigengewicht gesichert.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: die Reichsbahnräte Dr. jur. Kratz, bisher bei der R.B.D. Frankfurt (Main), als Vorstand zum R.V.A. Stettin 1, Reisert, Leiter einer Abteilung beim R.A.W. Darmstadt Wagenwerk, zur R.B.D. Karlsruhe, Mau, Vorstand des R.B.A. Sorau, in gleicher Eigenschaft zum R.B.A. Königsberg (Pr.) 1, und Riemenschneider, Vorstand des bautechnischen Reichsbahn-Neubauamts Dessau 1, als Vorstand zum R.B.A. Sorau.

Ausgeschieden: Reichsbahnbaumeister Mauck in Lübeck, bisher beurlaubt.

Gestorben: Reichsbahnvizepräsident Fabiunke bei der R.B.D. Halle (Saale), die Reichsbahnoberräte Ebermeyer, Mitglied der R.B.D. Nürnberg, und Hermann Maier, Mitglied der R.B.D. Karlsruhe, Reichsbahnrat Schönberg, Abnahmebeamter in Hannover, sowie die Reichsbahnamtmänner Hauer, Vorstand der Bahnmeisterei 20 in Berlin-Westend, Boldt, technischer Betriebskontrolleur bei der R.B.D. Stettin, und Fritzsche, Vorstand der Güterabfertigung Zwickau (Sa.).

Preußen. Das preußische Staatsministerium hat zu ordentlichen oder außerordentlichen Mitgliedern der Akademie des Bauwesens u. a. ernannt bezw. wiederernannt:

a) zu ordentlichen Mitgliedern: Geheimen Kommerzienrat Dr.-Ing. v. Borsig in Reiherwerder bei Berlin-Tegel, Ministerialdirektor Professor Dr.-Ing. Dr. Gleichmann in Charlottenburg, Geheimen Regierungsrat Professor Dr.-Ing. Kammerer in Charlottenburg, Geheimen Regierungsrat Dr.-Ing. Kühne in Berlin-Grunewald, Geheimen Regierungsrat Professor Dr.-Ing. Reichel in Berlin-Lankwitz;

b) zu außerordentlichen Mitgliedern: Staatsrat Professor Dr.-Ing. v. Bach in Stuttgart, Geheimen Oberbaurat Brandt in Berlin-Steglitz, Geheimen Baurat Professor Dr.-Ing. Cauer in Charlottenburg, Geheimen Rat Professor Dr.-Ing. Dr. Engels in Dresden, Geheimen Oberbaurat Professor Dr.-Ing. Engeßer in Karlsruhe, Geheimen Regierungsrat Professor Grantz in Berlin, Abteilungsdirektor i. R. Dr.-Ing. Kittel in Stuttgart, Reichsrat Geheimen Baurat Dr.-Ing. v. Miller in München, Geheimen Baurat Dr.-Ing. Riese in Frankfurt a. M., Geheimen Regierungsrat Professor Dr.-Ing. Rudeloff in Berlin-Dahlem, Wirklichen Geheimen Oberbaurat Dr.-Ing. Dr. Zimmermann in Berlin.

Der Regierungsbaurat (W.) Schonk, Vorstand des Wasserbauamts II in Hannover, ist zum Oberregierungs- und -baurat ernannt und an die Elbstrombauverwaltung in Magdeburg versetzt worden.

Der Regierungsbaurat (W.) Dannel in Torgau ist mit der Verwaltung des Wasserbauamts daselbst beauftragt worden.

Versetzt: der Regierungs- und Baurat (M.) Ulrich Müller von der Wasserstraßendirektion in Hannover an die Verwaltung der Märkischen Wasserstraßen in Potsdam und der Regierungsbaumeister des Wasser- und Straßenbaufaches Kiel bei dem Kulturbauamt in Stettin an das Kulturbauamt II in Düsseldorf.

Unter Wiederaufnahme in den Staatsdienst sind überwiesen worden: der Regierungsbaurat i. e. R. (M.) Lasser der Elbstrombauverwaltung in Magdeburg; — die Regierungsbaumeister (W.) Eberhard Fischer dem Wasserbauamt in Rathenow und Alfred Giesecke der Regierung in Stade.

Die Staatsprüfung haben bestanden: die Regierungsbauführer Karl Böhler, Waldemar Jensen und Eberhard Schnuler (Wasser- und Straßenbaufach); — Walter Rosteck, Johannes Müller, Helmut Woite und Günther Reinke (Eisenbahn- und Straßenbaufach).

In den Ruhestand sind getreten: der Wasserbaudirektor (W.) Hentschel bei der Wasserbaudirektion in Königsberg i. Pr. und der Regierungsbaurat (W.) Braeuer, Vorstand des Wasserbauamts in Torgau.

In den Ruhestand ist versetzt: der Regierungs- und Baurat (W.) Ortmann bei der Wasserstraßendirektion in Hannover.

Dem Regierungsbaumeister (W.) Kuhn beim Neubauamt für Brückenbauten in Schwedt a. d. Oder ist der nachgesuchte Abschied aus dem preuß. Staatsdienst erteilt worden.

Gestorben: der Geheime Baurat August Rustemeyer in Berlin, früher Mitglied der Eisenbahndirektion daselbst, und der Regierungs- und Baurat (W.) Ernst Brandt[1]) beim Ministerium für Landwirtschaft, Domänen und Forsten.

Bremen. Der Oberbaurat Paul Beck beim Hafenbauamt Bremerhaven ist gestorben.

[1]) Herrn Reg.- und Baurat Brandt zählte die „Bautechnik" auch zu ihrem Mitarbeiter; außerdem hat er in den letzten Jahren den Abschnitt „Wasserbau" im Beton-Kalender bearbeitet.

INHALT: Die Energievernichtung an Wehranlagen. — Die Wiederherstellung des rechtseitigen Rheindammes bei Schaan (Liechtenstein). — Druckverteilung im Baugrunde. III. Folgerungen aus den neueren Versuchen, Regeln für die Praxis. — Vermischtes: Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Entwicklung des Deutschen Seezeichenwesens. — Technische Hochschule Aachen. — Umbau der Zambesi-Brücke. — Vom Reichshaushalt 1929. — Geheimrat P. Höpfner †. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

7. Jahrgang | BERLIN, 3. Mai 1929 | Heft 19

Alle Rechte vorbehalten.

Strömungsuntersuchung an selbsttätigen Saugüberfällen.[1]

Von Dipl.-Ing. **A. Hinderks**, Hannover.[2]

1. Allgemeines.

Der selbsttätige Saugüberfall oder Heber ist ein in Eisen, Mauerwerk oder Eisenbeton erstelltes Bauwerk zur Entlastung von Staubecken, Teichen und Wasserkraftanlagen bei Hochwassergefahr. In seinen verschiedenen Ausführungsformen, von denen in Deutschland seit langem der durch mehrere Patente geschützte Heynsche „Wasseregel" die größte Verbreitung gefunden hat, stellt er ein mehr oder weniger fein arbeitendes Regelorgan für den Wasserstand des Staubeckens dar.

Die Wirkungsweise des Hebers darf als hinreichend bekannt angenommen werden. Steigt das Oberwasser über die Höhe der Heberkrone K (Abb. 1), so wirkt der Heber zunächst als einfacher Überfall, bis die Überstauung der Einlaufoberkante $h_{ü}$ so groß geworden ist, daß ein Nachschlürfen von Luft vom Einlauf her nicht mehr stattfinden kann und die im Heberinnern noch vorhandene Luft vom Wasser mitgerissen wird. Damit setzt die Heberwirkung ein, und die bei Volleistung des Hebers abgeführte Wassermenge beträgt $Q = v \cdot F$, worin

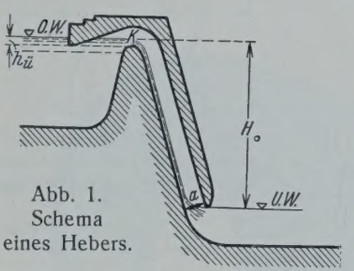


Abb. 1. Schema eines Hebers.

$v = \eta \sqrt{2 g H_o}$, $F = a b$, also $Q = a b \eta \sqrt{2 g H_o}$,
Q = Wassermenge m³/sek,
v = Geschwindigkeit m/sek,
$F = a b$ = Austrittsquerschnitt m²,
a = Profilbreite m,
b = Heberbreite m,
H_o = Gefälle m.

η ist ein der Austrittsgeschwindigkeit zugeordneter Beiwert, der die Energieverluste zum Ausdruck bringt. Es soll hier zunächst $\eta = 0{,}7$ gesetzt werden. Die erforderliche Heberbreite wird damit

$$b = \frac{Q}{a \eta \sqrt{2 g H_o}}$$

Setzt man sie ins Verhältnis zu der Breite eines Überfallwehres gleicher Leistung bei gleicher Wasserspiegelerhöhung a, die bekanntlich

$b_W = \frac{3 Q}{2 \mu a \sqrt{2 g a}}$ ist, wo $\mu = 0{,}7$ angenommen werde,

so ergibt sich

$$\frac{b}{b_W} = \frac{0{,}66 \sqrt{a}}{\sqrt{H_o}}, \quad \text{also } b = \frac{\text{Konst.}\, b_W}{\sqrt{H_o}},$$

woraus hervorgeht, daß sich das Verhältnis von Heberbreite zu Wehrbreite, das beispielsweise bei $a = 0{,}65$ m und $H_o = 9$ m bereits rd. 0,18 beträgt, umsomehr zugunsten des Hebers verschiebt, je größer das Hebergefälle H_o ist.

Wenn nun auch die Baukosten eines Hebers zu denen eines Überfallwehres sich nicht im Verhältnis ihrer Breiten stellen, da naturgemäß ein Heber teurer ist als ein Wehr gleicher Breite, so ist doch für große Gefälle die Überlegenheit des Hebers durch diese Überschlagrechnung genügend gekennzeichnet.

Die aus dem Verwendungszweck und der Wirkungsweise des Hebers resultierenden wichtigen technischen Gesichtspunkte: Wahl des Hebergefälles und der Querschnittsformen für eine bestimmte geforderte Wassermenge, Energieverlauf und Druckverteilung längs der Heberwände bei verschiedenen Betriebszuständen, erfordern ein näheres Eingehen auf den Strömungsvorgang im Heber und eine Nachprüfung theoretisch gewonnener Ergebnisse durch Modelluntersuchungen.

2. Theoretische Gesichtspunkte.

Für die theoretische Behandlung soll, da die Saugüberfälle durchweg mit konstanter Querschnittiefe b gebaut werden, die Vereinfachung der Zweidimensionalität eingeführt und die stationäre Strömung einer homogenen und nicht zusammendrückbaren Flüssigkeit betrachtet werden. Die strömende Flüssigkeit ist zunächst der Kontinuitätsbedingung unterworfen, die zum Ausdruck bringt, daß aus irgend einem Raume der Flüssigkeit nur so viel ausströmen kann als einströmt, und die in der Eulerschen Form lautet:[3]

$$(1) \qquad \frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} = 0, \text{ oder, vektoriell geschrieben,}$$
$$\operatorname{div} \mathfrak{v} = 0.$$

Die ideale Flüssigkeit gehorcht außerdem bei jedem Bewegungsvorgange der dynamischen Grundgleichung, die, angewandt auf ein Flüssigkeitselement $\varrho\, dx\, dy\, b$, zu den bekannten, nach Euler benannten Bewegungsgleichungen führt:

$$(2) \qquad \begin{cases} \varrho \left(v_x \cdot \dfrac{\partial v_x}{\partial x} + v_y \cdot \dfrac{\partial v_x}{\partial y} \right) = - \dfrac{\partial}{\partial x} (\gamma H + p) \\ \varrho \left(v_x \cdot \dfrac{\partial v_y}{\partial x} + v_y \cdot \dfrac{\partial v_y}{\partial y} \right) = - \dfrac{\partial}{\partial y} (\gamma H + p) \end{cases}$$

wenn

x und y die wagerechte bezw. lotrechte Richtung,
H das Schwerepotential oder die geodätische Höhe,
γ das spezifische Gewicht der Flüssigkeit,
ϱ die Dichte der Flüssigkeit,
p den Einheitsdruck

bezeichnet.

Mit weiterer Annahme der Wirbelfreiheit der Strömung läßt sich der Geschwindigkeitsvektor als Differentialquotient einer Ortsfunktion, des sogenannten Geschwindigkeitspotentials Φ, darstellen:

$$v_x = \frac{\partial \Phi}{\partial x}, \quad v_y = \frac{\partial \Phi}{\partial y} \text{ oder in Vektorform}$$
$$\mathfrak{v} = \nabla \Phi,$$

womit die Kontinuitätsgleichung übergeht in

$$(3) \qquad \operatorname{div} \mathfrak{v} = \frac{\partial^2 \Phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \Phi}{\partial y^2} = \nabla^2 \Phi = 0.$$

Gleichzeitig gehen die Eulerschen Gl. (2) über in die bekannte Bernoullische Energiegleichung

$$(4) \qquad \frac{\varrho\, \mathfrak{v}^2}{2} + \gamma H + p = \text{Konst.} = E.$$

Diese Gleichung stellt ein wichtiges Hilfsmittel für die Beurteilung des Energieverlaufs in dem durchströmten Kanal dar. Da die verfügbare Energie E bekannt und die Geschwindigkeit bei gerader Kanalachse gemäß $v = \sqrt{2 g H_o}$ gegeben ist, so wäre damit auch der auf der Kanalwand lastende innere Flüssigkeitsdruck p als Differenz aus Gleichung (4) sofort zu ermitteln. Sobald jedoch die Wasserfäden in Kanalkrümmungen umgelenkt werden, tritt durch Fliehkräfte eine andere Druckverteilung auf, die, da die Energiesumme konstant bleibt und H durch die Lage des Wasserteilchens gegeben ist, eine Änderung der Geschwindigkeitsenergie des Stromfadens bedingt. Die aus der Annahme der Wirbelfreiheit der Strömung gewonnene Gleichung (3) sagt hierüber zunächst nichts aus. Lösungen einer nach (3) aufgebauten Gleichung stellen nun bekanntlich der reelle und imaginäre Bestandteil einer analytischen Funktion $W(z) = \Phi + i \Psi$ der komplexen Variabeln $z = x + i y$ dar. Sei entsprechend Gleichung (3) $\nabla^2 \Phi = 0$ und $\nabla^2 \Psi = 0$, so ist hiernach der Zusammenhang zwischen Φ und Ψ gegeben durch

$$(5) \qquad W = \Phi + i \Psi = f(z) = f(x + i y).$$

Die Funktion Ψ hat, wie sich weiter beweisen läßt, für die Strömung eine ähnlich wichtige Bedeutung wie das Geschwindigkeitspotential Φ; schreitet man nämlich um ds in der Geschwindigkeitsrichtung eines Wasserteilchens fort, so wird

$$(6) \qquad d \Psi = 0; \quad \Psi = \text{konst.}$$

Die Kurven der Gleichung (6) stellen die sogenannten Stromlinien dar, die bei der hier vorausgesetzten stationären Strömung mit den Bahnlinien der Wasserteilchen identisch sind. Beim Übergang von einer Stromlinie zur anderen erhält man verschiedene Werte der Stromfunktion Ψ, deren Differenz jeweils die zwischen den beiden Stromlinien in der Zeiteinheit hindurchfließende Wassermenge angibt.

---

[1]) Die Modellversuche wurden in der Versuchsanstalt für Grundbau und Wasserbau der Technischen Hochschule Hannover durchgeführt. Vergl. „Die Bautechnik", 1926, Heft 44; 1927, Heft 14 u. 16.

[2]) Eingang der Abhandlung 16. VII. 1928.

[3]) Bezüglich des Rechnungsganges und der Bezeichnungen vergl. A. Föppl, Technische Mechanik, Bd. IV und VI, Verlag von Teubner, Leipzig.

Mit Gleichung (5) ist außerdem die Handhabe für die Anwendung der Lehren der konformen Abbildungen auf Strömungsprobleme gegeben. Dabei geht man bekanntlich von der Darstellung der komplexen Veränderlichen $z = x + iy$ im rechtwinkligen Cartesischen Netz aus, in dem die Linien $x = C_1$ und $iy = C_2$ zueinander rechtwinklige Geraden bilden. Wählt man die Konstanten C_1 und C_2 so, daß das Grundnetz aus lauter Quadraten zusammengesetzt ist, so geht bei konformer Abbildung der z-Ebene in die W-Ebene, für die jetzt die Gleichung (5) besteht, jedes geradlinige Quadrat der z-Ebene in ein geradliniges oder krummliniges Quadrat der W-Ebene über, und die Winkeltreue der Abbildung bleibt auch erhalten, wenn mehrere Transformationen nacheinander vorgenommen werden, wenn etwa zunächst ein Netz $\zeta = \xi + i\eta$ als Funktion von $z = x + iy$ ermittelt und erst daraus durch eine weitere Abbildung das Strömungsnetz $W = f(\zeta)$ gewonnen wird.

Die Geschwindigkeit eines Wasserteilchens in irgendeinem Punkte nach der Richtung der Stromlinie s wird nun, wenn der Wert für Φ durch $W = \Phi + i\Psi$ bekannt ist, durch Differentiation von Φ nach s gefunden, und damit wäre für die ideale Flüssigkeit der Energieverlauf in dem durchströmten Kanal mit Hilfe der Energiegleichung (4) vollkommen zu übersehen.

Hier tritt jedoch die Schwierigkeit auf, daß die Kanalwände selbst als Stromlinien erscheinen, da sich längs ihnen notwendigerweise Wasserteilchen bewegen müssen. Diese Grenzstromlinien sind daher von vornherein bestimmend für die Art der Funktion W. Für die analytische Behandlung der Aufgabe ist damit der Weg vorgeschrieben: Da es schwierig ist, für beliebig gestaltete, festliegende Profilbegrenzungen eine Funktion zu finden, die die Begrenzungen selbst als Stromlinien mitenthält, so sucht man eine Formfunktion für ein passendes Strömungsnetz, wählt daraus zwei geeignete Stromlinien als Grenzstromlinien aus und bildet danach das Kanalprofil, oder man findet bei umströmten Profilen die Form unmittelbar als singuläre Stromlinie. Dieser Weg ist bereits mit Erfolg beschritten worden, und neuerdings hat Prof. Kulka[4]) gezeigt, daß bei der Strömung um Wehrkörper die Ermittlung der Energiegrößen mit Hilfe des Potentialnetzes und Anwendung der Energiegleichung (4) zu Ergebnissen führt, die den durch Versuch erhaltenen sehr nahe kommen.

Bei der Untersuchung des Saugüberfalles stößt die Herleitung der Profilform aus einem nach einer bekannten Formfunktion ermittelten Netz auf unüberwindliche Schwierigkeiten, da hier die nach praktischen Gesichtspunkten entwickelte Form nicht zu weit verlassen werden darf. Wir sind daher genötigt, die bisher erhaltenen Zusammenhänge bei der Strömung einer idealen Flüssigkeit in anderer Art, und zwar zum großen Teil graphisch, zu verwerten. Ist für einen Saugüberfall der Aufriß gegeben, so wird irgendeine Netzfunktion möglich sein, die die Profilwände als Stromlinien mitenthält. Über den Aufbau der Funktion und die absoluten Werte des Potentials Φ und der Stromfunktion Ψ ist nichts bekannt. Zwischen je zwei Potentiallinien $\Phi =$ konst. besteht aber gleiche Potentialdifferenz.

Wickelt man daher die Kanalwandung ab und trägt zu ihr als Abszisse das Potential mit dem Werte $\Phi = 0$ beginnend als Ordinate auf, wobei es auf den absoluten Wert des Potentials nicht ankommt, sondern man nur darauf zu achten hat, daß bei jedem neuen Schnittpunkt einer Potentiallinie mit der abgewickelten Wand s eine konstante Länge $\Delta\Phi$ zu dem vorhergehenden Φ hinzugetragen wird, so ergibt die Differentiation dieser Kurve $\Phi = f(s)$, bei entsprechendem Maßstabe, die Geschwindigkeit längs der Kanalwand

$$v_s = \frac{d\Phi}{ds}. \tag{7}$$

Um den Geschwindigkeitsverlauf längs der Potentiallinie n zu erhalten, kann man in gleicher Weise $\Psi = f(n)$ auftragen und längs der Potentiallinie differenzieren, denn nach früherem gibt ja $\Delta\Psi$ die in der Zeiteinheit zwischen zwei Stromlinien Ψ_1 und Ψ_2 fließende Wassermenge an. Da im quadratischen Netz $\Delta\Psi =$ Konst., so fließt zwischen je zwei Stromlinien die gleiche Wassermenge Q oder, was dasselbe besagt, die Stromlinien bezw., wenn man die Kanalbreite b mit berücksichtigt, die Flutflächen begrenzen Teilkanäle gleicher Schluckfähigkeit. Die Kurve $\Psi = f(n)$ ist demnach bei entsprechendem Maßstabe mit der Kurve $Q = f(n)$ identisch, und die Geschwindigkeiten senkrecht zu n, also in Richtung s, können wieder gleich der Steigung der Kurve gesetzt werden:

$$v_s = \frac{d\Psi}{dn}. \tag{8}$$

Bei der Behandlung der Strömung in den untersuchten Modellen wurden die Differentiationen durch streifenweise Differenzenbildung $\Delta\Phi_n = \Phi_{n+1} - \Phi_{n-1}$ und Division $\frac{\Delta\Phi_n}{\Delta s} \cong v_n$ ausgeführt und kontrolliert durch Konstruktion von Tangenten an die Φ-Kurve, wobei mit Hilfe eines Spiegellineals zunächst die Normale zu der Kurve gezogen wurde. Als weitere Kontrolle für die Geschwindigkeit diente die Geschwindigkeitskurve nach Gl. (8), deren Anfangs- und Endordinate mit den entsprechenden Werten an der Wandung nach Gl. (7) übereinstimmen müssen, sowie die Umrechnung der Geschwindigkeiten aus den Quadratseitenlängen des Netzes; denn die Geschwindigkeiten sind bei hinreichend klein gewähltem Δn, wie aus der Bestimmung der Flutflächen (Stromlinien) als Grenzflächen von Teilkanälen gleicher Schluckfähigkeit leicht zu überlegen, den Quadratseitenlängen umgekehrt proportional.

Für die Ermittlung der wahren Werte der Geschwindigkeiten wurde — und das ist eine der Hauptvoraussetzungen der nachfolgenden Untersuchungen — die am Modell gemessene Wassermenge verwandt, die auf einfache Weise eine Maßstabkonstante für die Geschwindigkeitskurve nach Gl. (7) oder Gl. (8) ergibt.

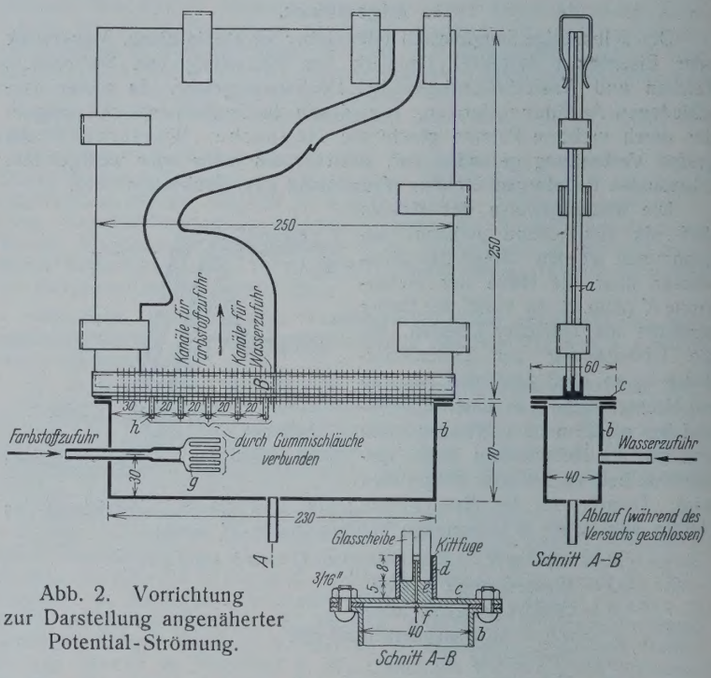


Abb. 2. Vorrichtung zur Darstellung angenäherter Potential-Strömung.

Bei den obigen Erörterungen war bis jetzt vorausgesetzt, daß das Strömungsnetz für das untersuchte Modell in dem Profilaufriß bereits richtig eingezeichnet ist. Das ist jedoch noch nicht der Fall. Da das Netz, wie oben bemerkt, für Heberformen analytisch nicht ermittelt werden kann, so muß dafür ein graphisches oder mechanisches Verfahren angewandt werden. Es liegt zunächst nahe, das Netz durch Probieren zu finden. Da die oben hergeleiteten analytischen Beziehungen über die zahlenmäßigen Werte der Energiegrößen nichts aussagen, so kann man an einer beliebigen Stelle des Kanals anfangen, die Kanalbreite in eine Anzahl Teilkanäle aufzuteilen und die Strom- und Potentiallinien gefühlsmäßig einzuzeichnen, wobei nur überall auf die quadratische Struktur des Netzes zu achten ist. Zur Korrektur und Kontrolle kann man sich dabei der Diagonalen des Netzes bedienen, die zusammen wiederum ein quadratisches Netz bilden. Für einfache Kanalformen führt dieses Verfahren zu einem befriedigenden Ergebnis. Für das Profil eines Saughebers ist es anwendbar, eine hinreichend genaue Konstruktion des

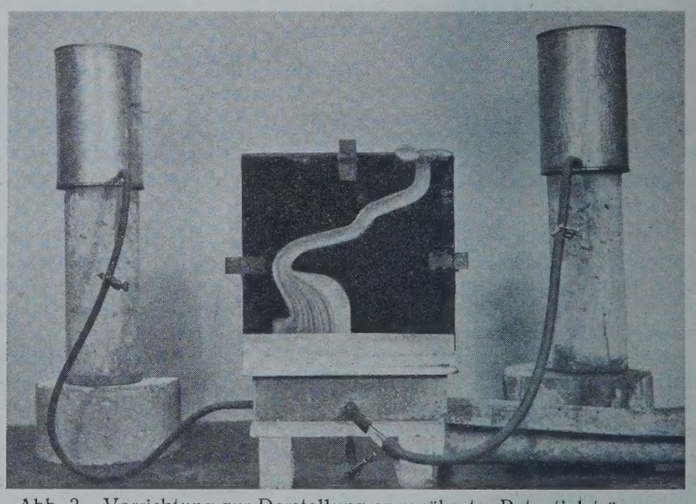


Abb. 3. Vorrichtung zur Darstellung angenäherter Potentialströmung.

[4]) Kulka: Strömungen und Drücke an beweglichen Wehren. „Die Bautechnik" 1926, S. 634; ferner: Der Eisenwasserbau, I. Band, Berlin 1928. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

Netzes ist aber wegen der doppelten Krümmung des Kanals recht zeitraubend.

Als recht geeignete Unterlage für die Aufzeichnung des Netzes erweist sich die der Potentialbewegung sehr nahe kommende Strömungsdarstellung in dem Kanalprofil zwischen zwei planparallelen Platten in der Art, wie sie von Hele Shaw[5]) zuerst angegeben und bereits vielfach zur Veranschaulichung von Strömungsvorgängen verwendet ist. Sie beruht auf der Eigenschaft zäher Flüssigkeiten, unterhalb einer bestimmten Geschwindigkeitsgrenze bei kleinem Plattenabstande, also geringer Schichtdicke, einem anderen Bewegungsgesetze zu gehorchen als oberhalb. Während oberhalb dieser hier nicht näher interessierenden Grenze eine Durchwirbelung der ganzen Flüssigkeit stattfindet, bildet sich unterhalb eine vollkommen regelmäßige, der Potentialbewegung sehr nahekommende Strömung aus.

Für die Versuchsauswertung ist das Verfahren vom Verfasser nutzbar gemacht in der Art, wie sie die Abb. 2 und 3 zeigen. Das zu untersuchende Modell wird in kleinem Maßstabe — für das später beschriebene Hebermodell I wurde 1 : 5, für das Modell II 1 : 6 gewählt — auf einer $1^1/_2$ mm starken Hartgummiplatte angerissen und ausgeschnitten und die stehengebliebenen Teile der Platte mit Stahlkammern zwischen zwei gleich große Glasplatten *a* gespannt. Dadurch wird ein frei durchgehender Kanal von der Form des Modells und von $1^1/_2$ mm Kanaltiefe gebildet. Die Wasser- und Farbstoffzuführung geschieht in der aus Abb. 2 und 3 ersichtlichen Weise. Der Überdruck wird durch je einen kleinen Hochbehälter für das Wasser und für den Farbstoff erzielt und die Durchflußgeschwindigkeit mit Hilfe von Schlauchklemmen geregelt.

Die Farbstoffzuführung durch einzelne, regelmäßig verteilte Kanäle gestattet naturgemäß nicht die Darstellung von Stromlinien in den Abständen, wie sie durch die Bedingung von Teilkanälen gleicher Wasserführung gefordert werden, es wird vielmehr eine beliebige Gruppe von Stromlinien erzeugt. Bei den Aufnahmen wurde daher Wert darauf gelegt, daß keine scharf ausgeprägten Linien, sondern durch etwas reichliche Farbwasserzufuhr möglichst viele schattierte Streifen entstanden, die in der Vergrößerung nur matt hervortraten, für die Einzeichnung der Stromlinien aber überall gute Führung gaben. Die Potentiallinien konnten dann ohne große Schwierigkeit hindurchgelegt werden.

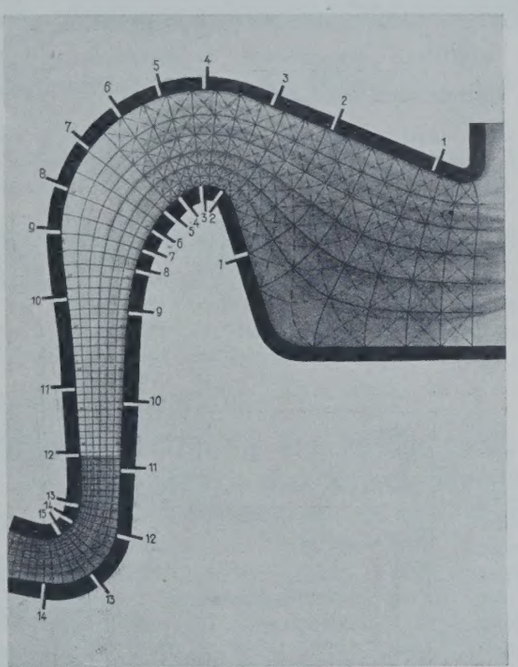


Abb. 4. Strömungsnetz und Meßstellen im Heberprofil Modell I.

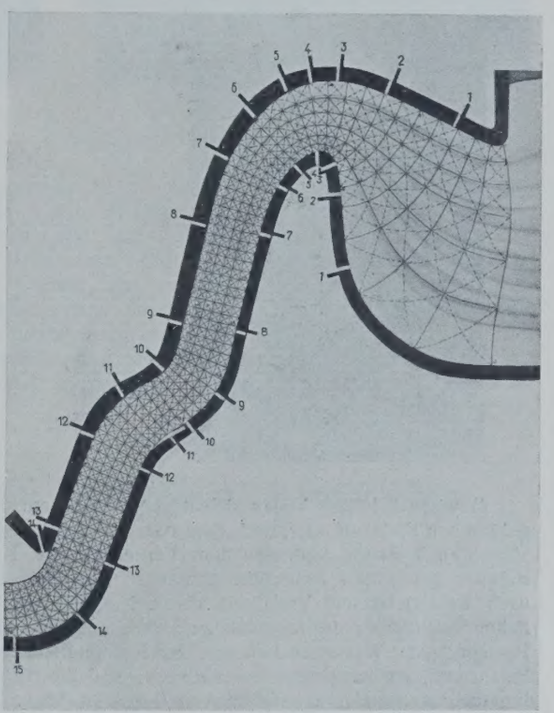


Abb. 5. Strömungsnetz und Meßstellen im Heberprofil Modell II.

Die Abb. 4 und 5 zeigen das Strombild mit dem eingetragenen Netz für die beiden zur Untersuchung gelangten und weiter unten näher beschriebenen Modelle; die kleinen Ziffern im Netz geben die Ordnungsnummern der Potentiallinien an, die größeren Ziffern außerhalb des Profils kennzeichnen die Lage der Druckmeßstellen in den Heberwänden.

Das Strömungsnetz wird, wie aus den Abbildungen ersichtlich, auf die geschilderte Art mit guter Annäherung erhalten. Zur Kontrolle für die Stromlinienabstände kann ein analytisches oder graphisches Verfahren nachträglich angewandt werden. Vom Verfasser wurde das von Flügel[6]) angegebene, graphische Verfahren zur Kontrolle an einzelnen Stellen benutzt. Ergaben sich dabei geringe Abweichungen, so konnte von einer Berichtigung der Netzlinien abgesehen werden, da die Krümmung der Stromlinien, auf der das Verfahren von Flügel beruht, nur ungenau gemessen werden kann und daher von vornherein eine gewisse Unsicherheit bei der Anwendung des Verfahrens entsteht.

Der bisherigen Untersuchung war die Annahme wirbelfreier Strömung einer reibungslosen, „idealen" Flüssigkeit zugrunde gelegt, bei der, da Verluste nicht auftreten, die gesamte, im Kanal verbrauchte Lagenenergie *H* am Kanalaustritt als Druck- oder Geschwindigkeitsenergie vorhanden sein muß.

Wie die Erfahrung zeigt, ist das praktisch nicht der Fall, da wir immer zähe Flüssigkeiten vor uns haben. Bei ihnen wird eine Veränderung des Strömungszustandes hervorgerufen durch die Haftwirkung zwischen Flüssigkeit und Kanalwand, sowie durch die innere Reibung zwischen Flüssigkeitsteilchen, die sich, wie das bei Strömungen mit ungleicher Geschwindigkeitsverteilung quer zur Stromrichtung stets der Fall ist, in relativer Bewegung zueinander befinden. In engem Zusammenhang hiermit steht weiter die Erscheinung der Ablösung der Strömung von der Kanalwand und der Wirbelbildung da, wo bei einer starken Kanalerweiterung oder hinter einer scharfen Krümmung eine plötzliche Verringerung der Geschwindigkeit auftreten müßte. Das Zusammenwirken dieser Umstände, sowie die unterschiedliche Wirkung der Wandreibung gegenüber der inneren Flüssigkeitsreibung ruft oberhalb einer bestimmten Geschwindigkeitsgrenze, der sogenannten kritischen Geschwindigkeit, eine mehr oder minder starke Durchwirbelung der gesamten Strömung, die Turbulenz, hervor und überlagert der Hauptströmung verschiedenartige, rechnerisch bisher nicht erfaßbare Nebenströmungen.

Obwohl man nun wegen dieser Störungserscheinungen im Endergebnis der theoretischen Untersuchung womöglich starke Abweichungen der Energiegrößen von den Meßergebnissen am Modell bekommt, so spricht doch der Umstand, daß man im allgemeinen im Interesse eines möglichst geringen Energieverlustes die Kanalform, in unserem Falle

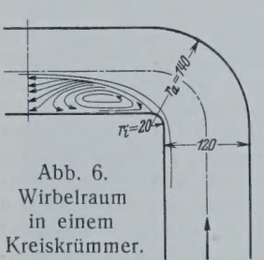


Abb. 6. Wirbelraum in einem Kreiskrümmer.

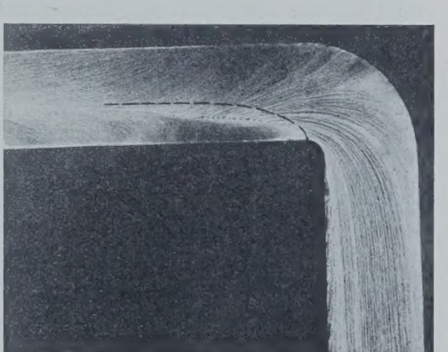


Abb. 7. Sekundärstrombild im Kreiskrümmer nach Abb. 6.

den Aufriß des Saugüberfalles, möglichst den physikalischen Bedingungen des Wassers anpaßt, dafür, zunächst mit verlustfreier Strömung zu rechnen, und man darf eine um so bessere Annäherung an die Theorie erwarten, je mehr man durch passende Wahl der Kanalform den Energieverlust reduziert hat.

Auf die mannigfachen Untersuchungen an verschiedensten Kanalformen, bei denen dieses Ziel verfolgt wurde, näher einzugehen, würde hier zu weit führen, und wie neuere, z. T. noch in Bearbeitung befindliche Versuche zeigen, läßt sich insbesondere bei Kanalkrümmungen etwas Allgemeingiltiges über die für jeden Einzelfall hydraulisch günstigste Krümmerform bisher kaum aussagen.

[5]) Rothe: Beitrag zur Beurteilung des Reibungswiderstandes von Schiffen; Z. d. V. d. I. 1898, S. 1387.

[6]) Flügel: Ein neues Verfahren der graphischen Integration. Diss. Danzig 1914.

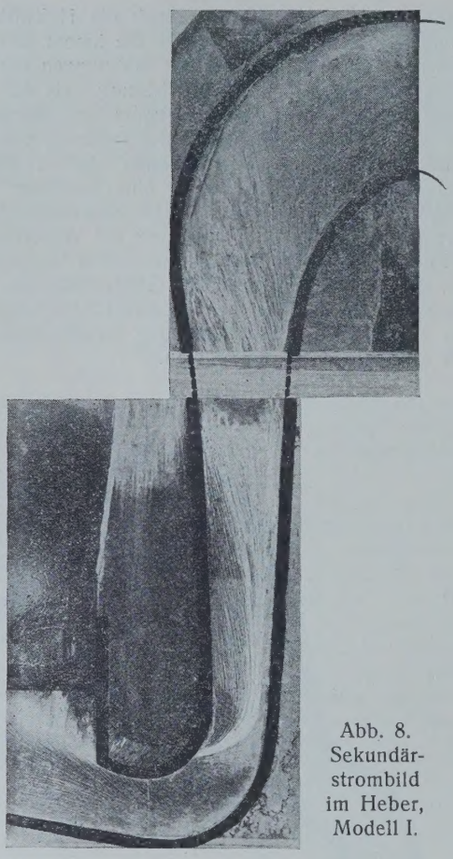


Abb. 8. Sekundärstrombild im Heber, Modell I.

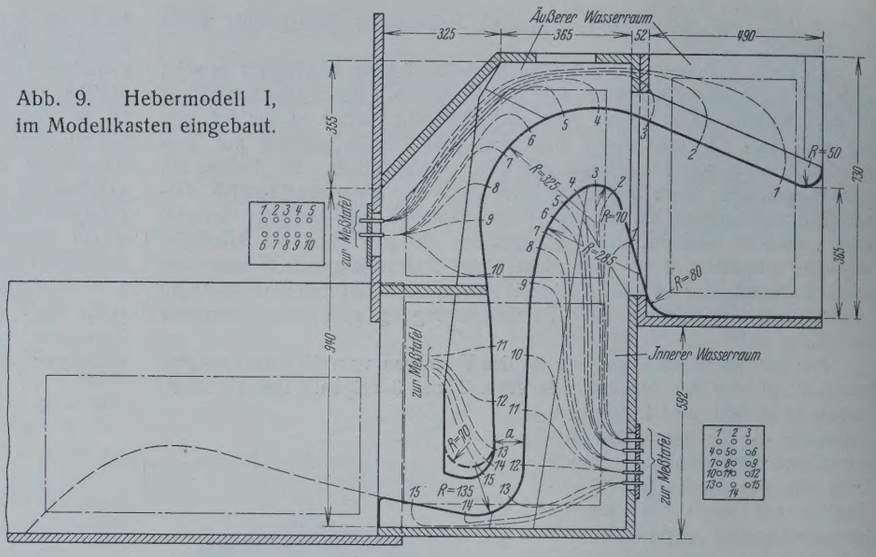


Abb. 9. Hebermodell I, im Modellkasten eingebaut.

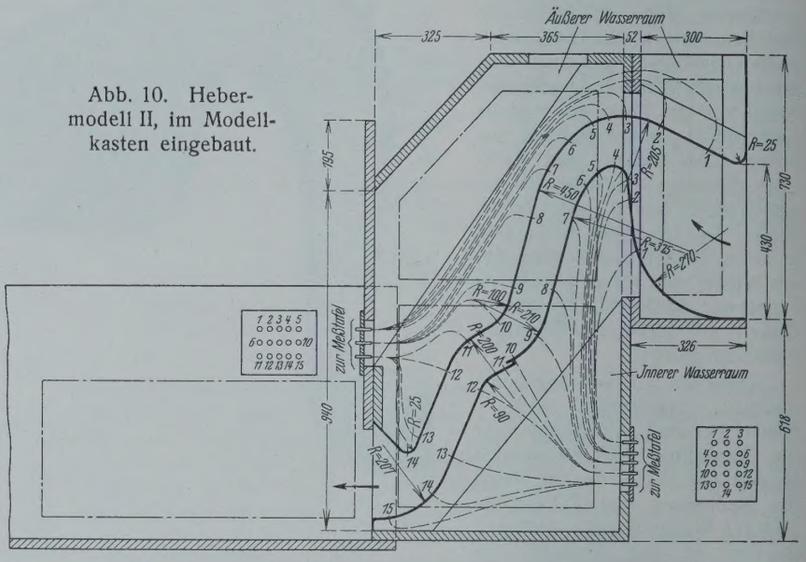


Abb. 10. Hebermodell II, im Modellkasten eingebaut.

Gewisse Schlüsse lassen sich dagegen aus dem durch eingeblasenen Farbstoff oder, nach dem vom Verfasser angewandten Verfahren,[7]) durch Auftragen von Farbe auf die Kanalwand sichtbar gemachten Strombild ableiten. Zeigt ein Strombild nach dem letzteren Verfahren die bei Krümmern bekannte Sekundärströmung in regelmäßiger, zweifach-schraubenartiger Bewegung der Wasserteilchen von der Krümmeraußenwand zur Innenwand, so ist daraus zu schließen, daß die Strömung im Innern des Kanals, abgesehen von der sekundären Überlagerung, wesentlich wirbelfrei verläuft, während das Auftreten eines Ablösungswirbels an und hinter dem Krümmerscheitel in dem Randschichtstrombilde sich deutlich kennzeichnet, wie die Abb. 6 u. 7 zeigen.[8])

Erheblich verbessern lassen sich derartige Krümmer durch Ausfüllen des nach einem der genannten Verfahren festgestellten Wirbelraumes. Man geht dabei von der Überlegung aus, daß eine den Kanal um die Breite des Wirbelraumes einengende, feste Wand weniger Verlust erzeugt als die Grenzfläche des Wirbelraumes, da bei vorhandenem Wirbelraum ein Übertreten von Wasserteilchen aus der freien Strömung in den Wirbel und damit verbundene Energieabgabe und außerdem ein Abschwimmen von Wirbeln in die freie Strömung, das allerdings seiner Art nach noch wenig geklärt ist, stattfindet, während die feste Wand statt dieser Erscheinungen den reinen Reibungsverlust hervorruft und die Ausbildung der normalen Sekundärströmung ermöglicht. Über die Abhängigkeit der Wirbelbildung von den verschiedenen bestimmenden Faktoren läßt sich Allgemeines nicht aussagen, da es noch zu sehr an systematischem Versuchsmaterial hierfür fehlt, jedoch ist die Strömung von der absoluten Höhe des Druckes, solange es sich um Überdruck handelt, weitgehend unabhängig, wie Versuche verschiedener Forscher übereinstimmend dargetan haben. Bei Auftreten von Unterdruck können dagegen in dem Wirbelraum durch Luftausscheidung und Hohlraumbildung starke Veränderungen der Strömung, vermehrte Energieverluste und Beschädigungen der Kanalwände auftreten.

Beim Saugüberfall tritt längs eines großen Teils der Innen- und Außenwand Unterdruck auf, der besonders stark wird bei großem Hebergefälle. Man muß daher, will man ein größeres Gefälle ausnutzen, besondere Sorgfalt auf die Krümmerprofilierung verwenden, um mit Sicherheit die Gefahren der Ablösung zu vermeiden. Bei den beiden untersuchten Modellen wurde durch entsprechende Formgebung eine im wesentlichen von Ablösungswirbeln freie Strömung erzielt, wie beispielsweise aus dem Randschichtstrombilde Abb. 8 für Modell I, in dem die sekundäre Schraubenbewegung regelmäßig ausgebildet ist, zu erkennen ist. In dem Modell II, das dem Heynschen Saugüberfall nachgebildet wurde, zeigte sich ein kleiner Wirbelraum an der Doppelkrümmung im Heberschlauch gegenüber der Anspringkante.

Für die weiteren Untersuchungen wäre somit nach Wegfall der Ablösungswirbel die Aufgabe der Ermittlung von Energieverlusten, die Abweichungen der Messungsergebnisse vom theoretischen Energieverlauf verursachen, einzuschränken auf die rechnerische Bestimmung der inneren und Wandreibungsverluste. Dabei ist zu beachten, daß in dem bekannten Ansatz für den Reibungsverlust $h_v = \zeta \cdot \frac{v^2}{2g} \cdot \frac{l}{r}$ (v = Geschwindigkeit, l = Kanallänge, r = „hydraulischer Radius") die Verlustziffer ζ von den als zufällig anzusehenden Modellabmessungen unabhängig zu machen ist, d. h. mit Rücksicht auf die Gesetze der mechanischen Ähnlichkeit als Funktion der Reynoldschen Zahl $R = \frac{v\,r}{\nu}$ (r = geeignete Längenabmessung, z. B. hydraulischer Radius, ν = kinematische Zähigkeit) sowie einer die Wandrauhigkeit charakterisierenden Größe auszudrücken ist[9]). Außerdem müßte bei Auftreten von Krümmungen, durch die die verlusterzeugenden Wege der einzelnen Wasserteilchen vom Kanaleinlauf bis zum Auslauf in ganz verschiedener Art verlängert werden, entweder die Verlustziffer ζ oder die Kanallänge l in einer der jeweiligen Krümmerform zugehörigen Art abgeändert werden.

Da vorhandene Versuchsergebnisse eine derart allgemeine Behandlung des Verlustproblems bisher nicht zulassen und nach älteren Formeln für die Verluste in den kurzen, weiten Heberkanalteilen nur sehr rohe Annäherungen hätten erzielt werden können, so wurde auf die rechnerische Ermittlung von Reibungsverlusten überhaupt verzichtet und das Messungsergebnis dem Druckverlauf der reinen Potentialströmung gegenübergestellt.

[7]) Hinderks: Nebenströmungen in gekrümmten Kanälen, Z. d. V. d. I. 1927, S. 1779 und 1928, S. 86; ferner Grundströmung an Pfeilern, „Die Bautechnik" 1928, S. 133.

[8]) Nachbildungen des von v. Cordier (Diss. Berlin 1910) untersuchten Krümmers. Abb. 6 ist der Arbeit von v. Cordier entnommen.

[9]) Vergl. hierzu die neueren Untersuchungen und Modellversuche von Schiller, Z. f. angew. Math. u. Mech. 1921, S. 436; Hopf, ebenda 1923, S. 329; Fromm, ebenda 1923, S. 339.

3. Die Modellversuche.

Über den Aufbau und die Abmessungen der zur Untersuchung gelangten Modelle ist alles Nähere aus den Zusammenbauzeichnungen Abb. 9 u. 10 und den Lichtbildern Abb. 11 u. 12 zu entnehmen. Die konstante Heberbreite *b* beträgt bei beiden Modellen 302 mm. Für die Modellkonstruktion waren folgende Forderungen maßgebend:

1. Der Aufbau des eigentlichen Durchflußprofils sollte so ausgeführt werden, daß eine Abänderung einzelner Profilteile und der Neueinbau einer gänzlich veränderten Form ohne große Kosten und Zeitverlust erfolgen konnte.
2. Um aus den Versuchsergebnissen möglichst sichere Schlüsse für die vergrößerte praktische Ausführung ableiten zu können, sollten die Modelle möglichst groß ausgeführt werden.

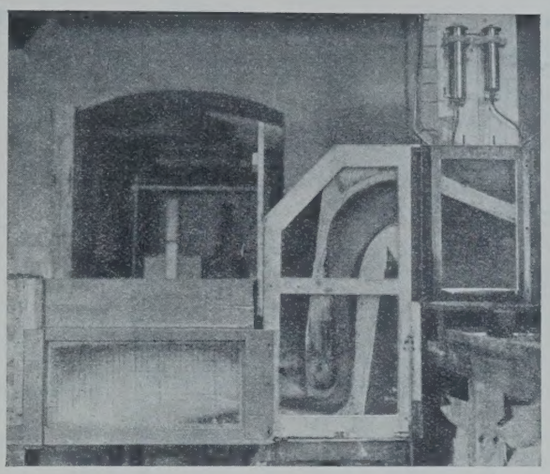


Abb. 11. Hebermodell I in Betrieb, $Q = 83$ l/sek.

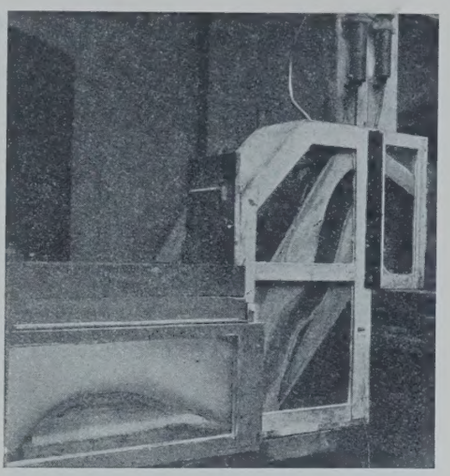


Abb. 12. Hebermodell II in Betrieb, $Q = 100$ l/sek.

Der Erfüllung der zweiten Forderung war durch die nach den gegebenen Raumverhältnissen ausgebaute Versuchseinrichtung eine Grenze gezogen. Die verwendeten Wassermengen lagen zwischen 70 und 115 l/sek.

Der ersten Forderung glaubte ich am besten entsprechen zu können durch Einbau von Profilschablonen aus Holz in einen Modellkasten und Umkleiden der Schablonen mit Zinkblech. Der Modellkasten, dessen äußere Form aus den Abb. 9 bis 12 zu erkennen ist, besteht aus zwei aus astfreier Mittelkiefer angefertigten Teilen. Um das Holz gegen Fäulnis zu schützen, wurden die fertigen Teile geölt und zweimal mit weißer Ölfarbe gestrichen. — Die Profilschablonen und Blechbelegungen wurden gegen die Kastenwand bezw. gegen die vorderen Glasscheiben mit Glaserkitt und Ölfarbe gedichtet. Eine vollkommene Abdichtung des Heberkanals gegen die Außenluft konnte dadurch zwar nicht erzielt werden, da der Kitt bei Berührung mit Holz allmählich an Ölgehalt verliert und rissig wird, jedoch gestattet die Art des Modellaufbaues eine weitere Dichtung durch Auffüllen der durch die Kastenwände und die Blechmäntel gebildeten Räume mit Wasser (in den Abb. 9 u. 10 mit „innerer" und „äußerer Wasserraum" bezeichnet). (Schluß folgt.)

Eiserne Spundbohlen bei Herstellung der Kammerwände für die Schleusen Friedrichsfeld und Hünxe des Kanals Wesel—Datteln.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Oberregierungs- und -baurat **Baertz**, Essen.

(Schluß aus Heft 17.)

Das eigentliche Rammen der Kasten ging selbst bei der Schleuse Friedrichsfeld, bei der über dem Ton Steine von z. T. beträchtlicher Größe lagen, ohne Schwierigkeit und in verhältnißmäßig kurzer Zeit vonstatten. Bei einer Fallhöhe von 80 cm genügten bei der Schleuse Hünxe durchschnittlich 150 Rammschläge, die durchschnittliche Tagesleistung betrug 11 Kasten mit einer Ramme und bei zehnstündiger Arbeitszeit. Bei Schleuse Friedrichsfeld war die Leistung wegen der größeren Widerstände im Boden geringer, Aufreißungen oder Bördelungen sind trotz teilweise sehr schwerer Beanspruchung der Bohlen nicht vorgekommen.

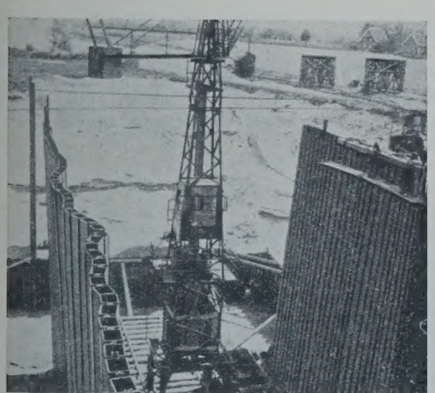


Abb. 8. Schleuse Hünxe. Faltungen in einer gerammten Wand vor Anbringen der Ankergurtungen und dem Ausrichten.

Auch bei dem Rammen der Kastenprofile zeigte sich das bekannte Voreilen der Bohlen, so daß trotz guter Rammarbeit die Verwendung von Keilbohlen nicht zu vermeiden war.

Da die aus Bohlen und Schloßeisen zusammengesetzten Kasten weich und elastisch sind und zudem in einer Schräglage 30 : 1 ohne stützendes Hilfsgerüst aufgestellt wurden, zeigten die noch nicht verankerten Wände zunächst mehr oder weniger große Faltungen (Abb. 8), die aber schon nach dem Einbau der Verankerungsriegel verschwanden, so daß die Kammerwände zu einer vollkommen ebenen Fläche ausgerichtet werden konnten (Abb. 9). Nur an einer Stelle war bei Beginn der Rammarbeiten eine Faltung etwas tief geraten. Es wäre möglich gewesen, sie durch Anwendung von Zwang auszupressen, man zog es aber zur Vermeidung von Spannungen vor, in der Mitte der Faltung einen Kasten an seinen beiden Außenseiten keilförmig aufzuschneiden und nach geschehenem Ausgleichen wieder zusammenzuschweißen, eine Arbeit, die leicht ausgeführt wurde und ein einwandfreies Ergebnis zeitigte. Abb. 10 führt die ausgerichteten Kammerwände der Schleuse Hünxe vor Augen.

Gehalten werden die Kammerwände, wie die Systemskizze Abb. 11 zeigt, durch Rückhaltwände, die in etwa 15 m Entfernung parallel zu ihnen verlaufen und aus Larssenbohlen, Profil V, bestehen. Die für die gesamte Konstruktion besonders wichtige Verankerung wird durch zwei Rundeisenankersysteme bewirkt, die mittels Kugelgelenkplatten und Halteblech an Riegelpaaren aus U-Eisen angreifen, die hinter den Kammerwänden liegen und mittels Bolzen, die durch die Schloßeisen gehen, an die Kastenbohlen gepreßt werden (Abb. 11a).

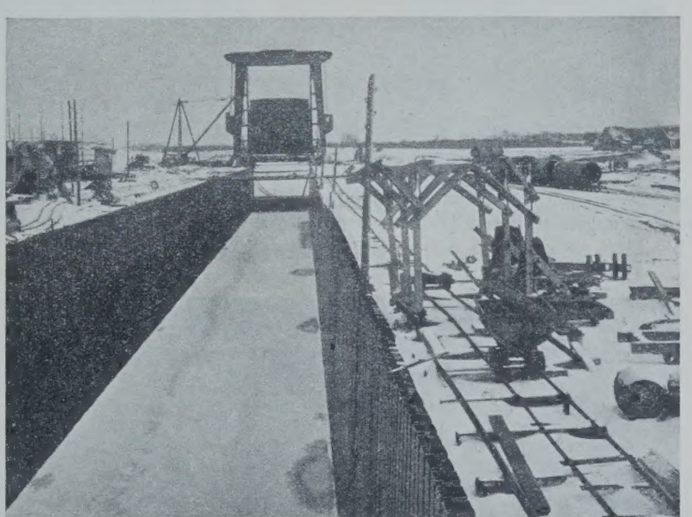


Abb. 9. Schleuse Hünxe. Kammerwand ausgerichtet und hinterfüllt.

Die Durchbrechung der Schloßeisen wird durch Bleibuchsen fest verschlossen. Diese Verankerung ist momentensicher und erlaubt es, große Kräfte aufzunehmen, auch werden Bewegungen in der Verankerung, die

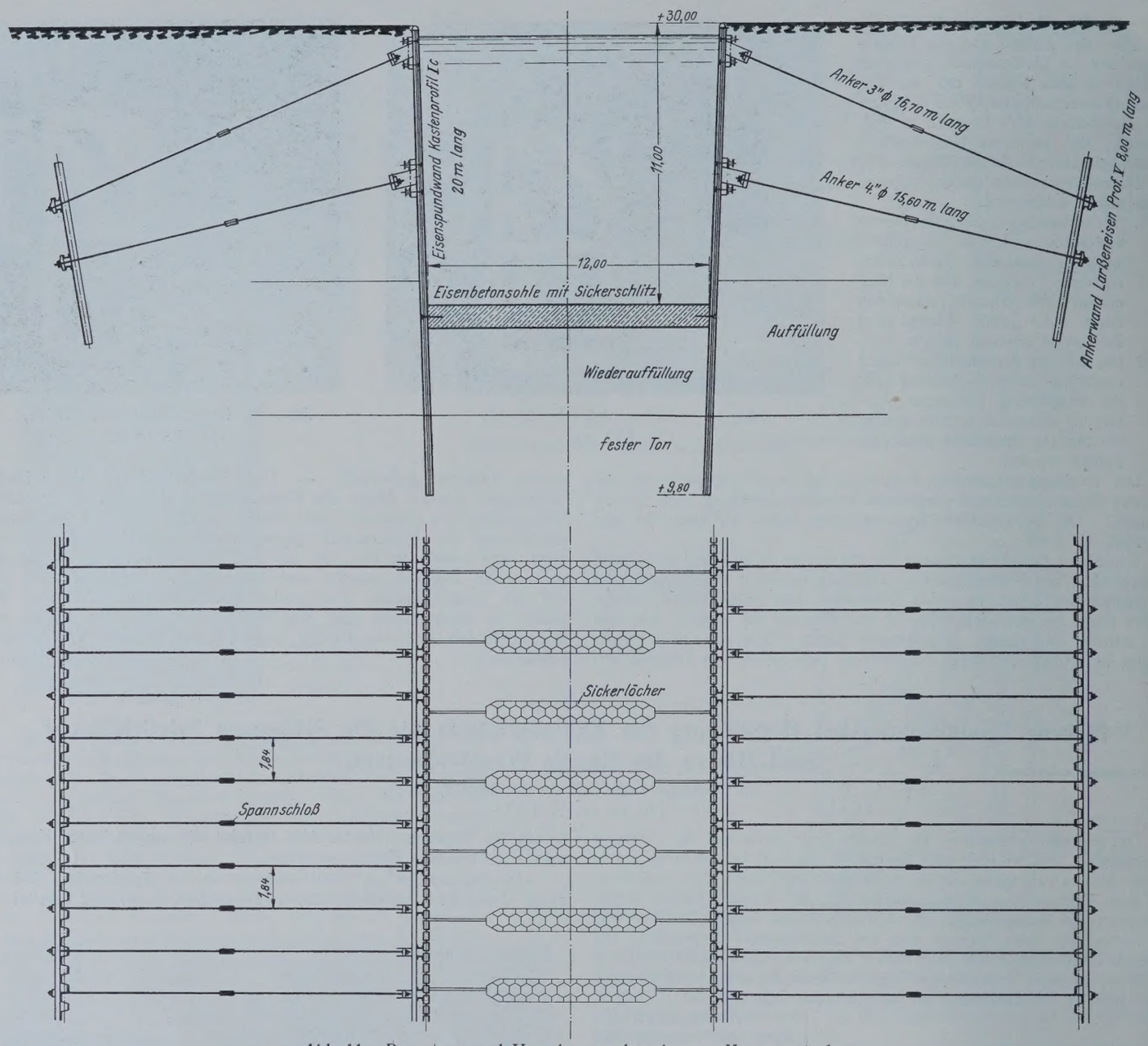


Abb. 11. Begurtung und Verankerung der eisernen Kammerwände.

bei der Schleusenhinterfüllung und im vorliegenden Falle besonders durch Bergsenkungen auftreten können, unschädlich gemacht. Die Anker sind 2 bis $4\frac{1}{2}$" stark und in der Mitte mit einem Spannschloß versehen.

Auch die Konstruktionsteile der Verankerung einschließlich der Anker und Rückhaltewände sind aus gekupfertem Stahl hergestellt. Mit Hilfe eines fahrbaren Gerüstes konnte das Anbringen der Riegel und Anker-

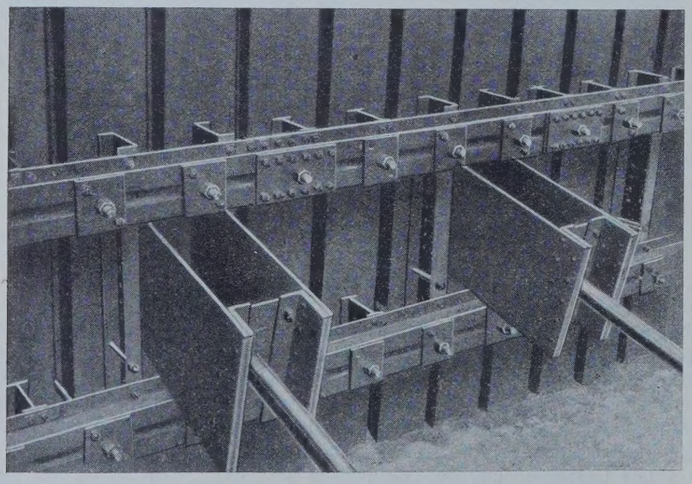


Abb. 13. Schleuse Hünxe. Begurtung und Verankerung der Kammerwände.

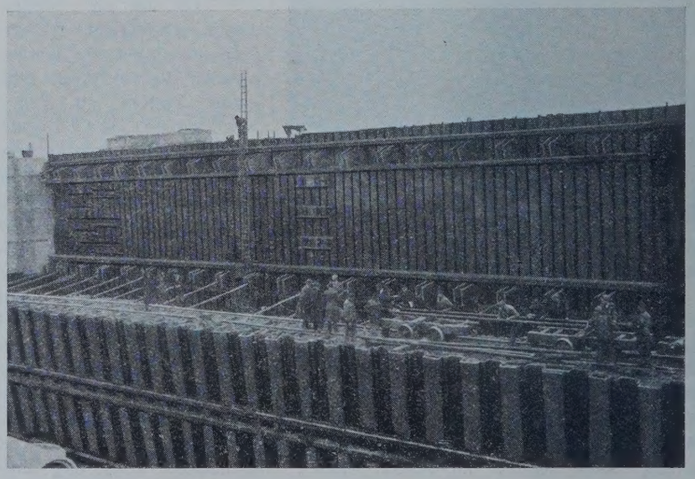


Abb. 13a. Schleuse Hünxe. Begurtung und Verankerung der Kammerwände.

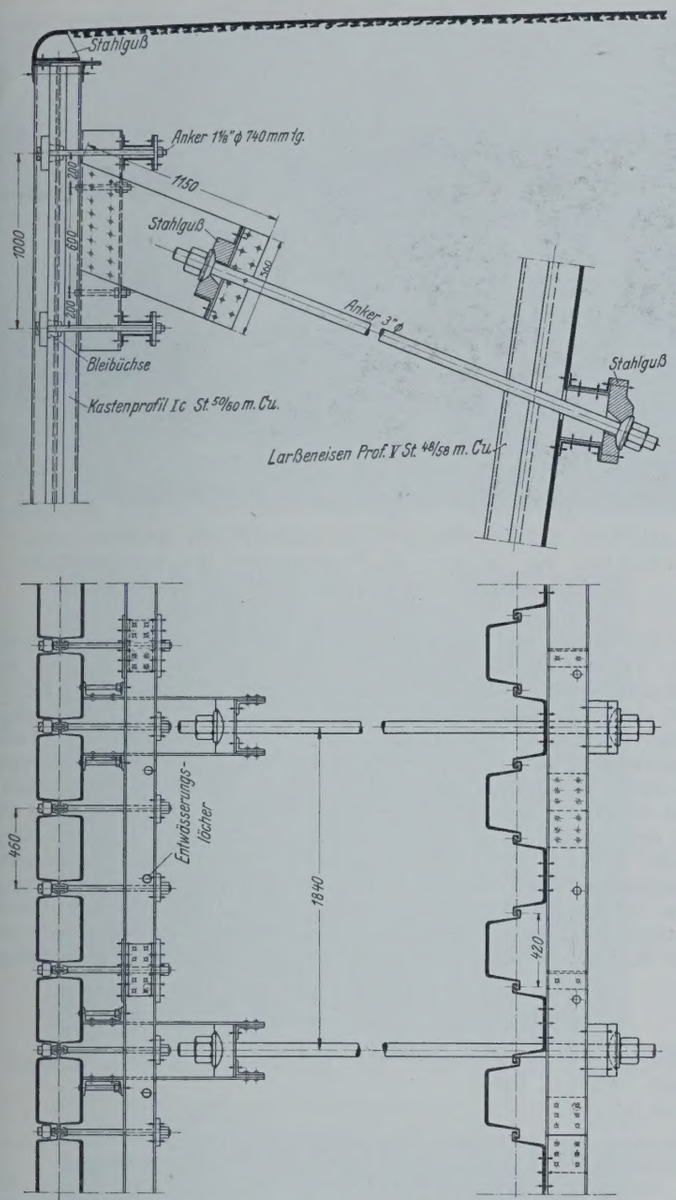


Abb. 11a. Verankerung der Kammerwände.

platten hinter der Kammerwand ohne Schwierigkeit durchgeführt werden (Abb. 12). Auch die übrigen Verankerungsarbeiten gingen glatt und verhältnismäßig schnell vor sich. Abb. 13 u. 13a zeigen die fertig angebrachte Begurtung mit der Verankerung in der Einzeldarstellung und im Gesamtbilde.

Nach Fertigstellung der Rammungen und Anbringen der Verankerungsriegel hinter den Kammerwänden wurden die 1,4 m dicken Spannbalken in der Kammersohle, die zum Auseinanderhalten der Kammerwände beitragen sollen und ihnen zu der doppelten Verankerung den dritten festen Stützpunkt geben, betoniert (Abb. 14), und die Schleusenhinterfüllung in drei Absätzen, entsprechend den Ebenen der Ankerlagen, hochgeführt, so daß die Hinterfüllung Hand in Hand mit der Fertigstellung des Schleusenkörpers vor sich ging (Abb. 15).

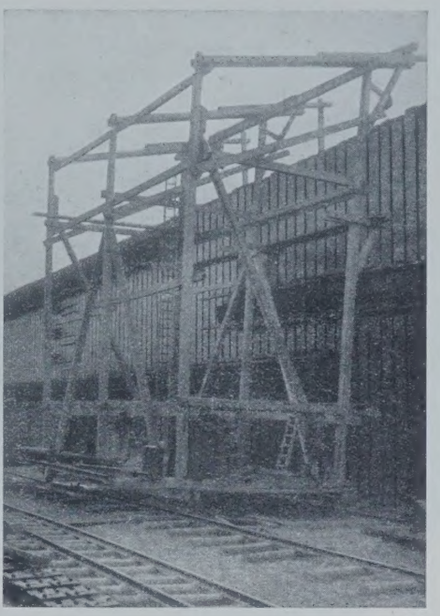


Abb. 12. Schleuse Hünxe. Montagegerüst für das Anbringen der Gurtungen der Kammerwände. Hochziehen der oberen Gurtung.

Hierin liegt ein großer Vorteil gegenüber den Betonschleusen, deren Betonierungszeit etwa gleich der Rammzeit der eisernen Schleusen ist, bei denen jedoch mit der langwierigen Hinterfüllung erst nach vollständiger Fertigstellung der Schleusenmauern begonnen werden kann. An Schleuse Hünxe, deren Hinterfüllungsarbeiten bereits vollendet sind, hat sich bei einer freien Höhe der Kammerwände von 11,8 m trotz des hohen Drucks der eingeschlämmten Sandmassen kein Vorneigen der Wände nachweisen lassen. Zuletzt

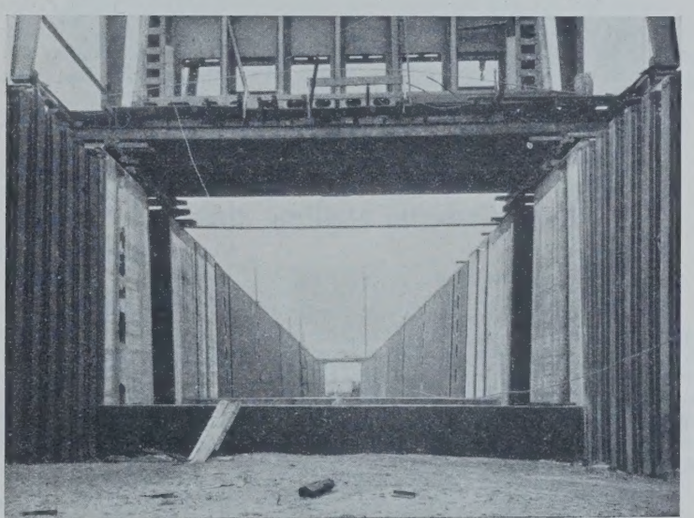


Abb. 10. Schleuse Hünxe. Gesamtansicht der Kammer vom Unterhaupt gesehen. Die Holme auf den Spundwänden sind noch nicht angebracht. Die Montage der Hubtore ist in Angriff genommen.

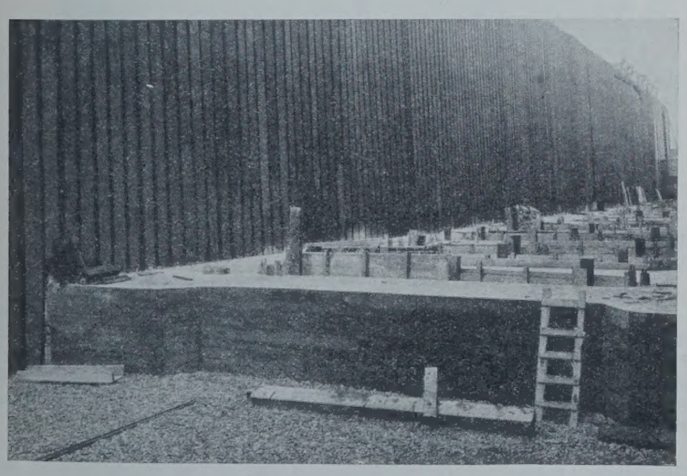


Abb. 14. Schleuse Hünxe. Einbau der Spannbalken.

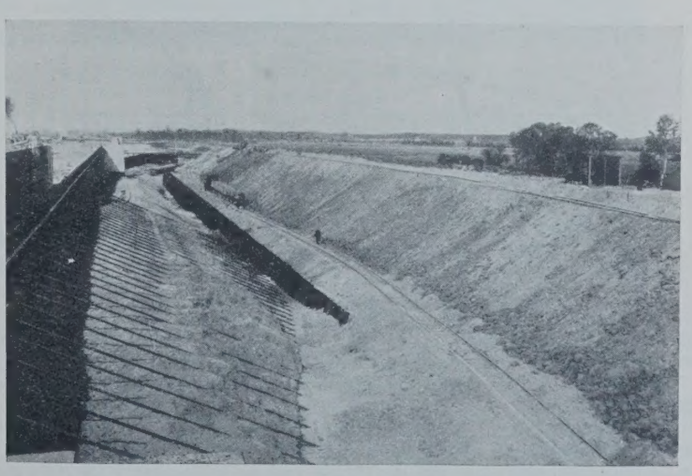


Abb. 15. Schleuse Hünxe. Hinterfüllungsarbeiten in zwei Kippebenen.

Abb. 16. Schleuse Hünxe fertig betoniert und gerammt, vom Unterhaupt aus gesehen. Im Vordergrunde die Leitwerkwände aus Larsseneisen.

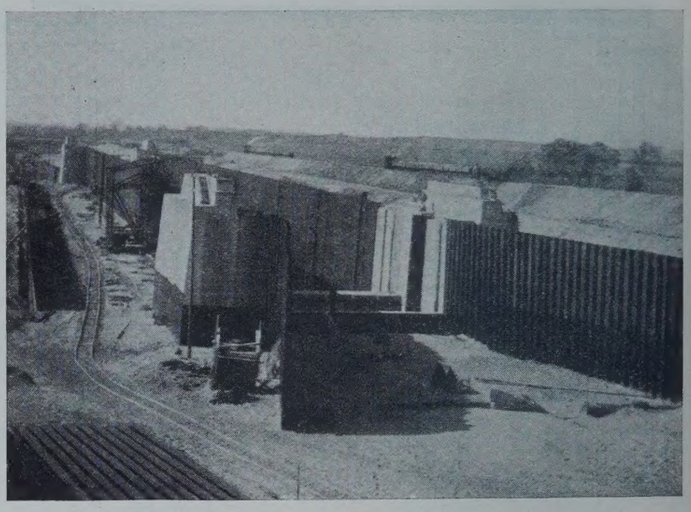


Abb. 16a. Schleuse Hünxe fertig betoniert und gerammt, vom Oberhaupt aus gesehen. Im Vordergrunde die Leitwerkwände aus Larsseneisen (noch nicht verankert und ausgerichtet).

werden die Kasten noch durch Ausgießen mit Beton gegen Schiffstöße ausgesteift und zur Bekrönung der Abdeckkasten aufgesetzt.

Abb. 16 u. 16a geben nochmals einen Überblick über die Spundwandbauteile der Schleuse Hünxe und zeigen die fertig betonierte und gerammte Schleuse von den Vorhäfen aus gesehen. Im Vordergrunde stehen die Leitwerkwände aus Larsseneisen[1]). Die Verankerung ist noch nicht eingebaut, mit dem Anbringen der Verankerungsriegel wird begonnen.

Unter den bei den Schleusen Friedrichsfeld und Hünxe vorliegenden besonderen Untergrundverhältnissen sind große Ersparnisse durch die Verwendung der eisernen Kammerwände gegenüber einer Herstellung der Wände in Beton erzielt worden. Auch für normale Verhältnisse, besonders bei Vermeidung eines größeren Baugrubenaushubes, sind Ersparnisse, die eine Verwendung von Spundwandeisen für die Kammerwände als angebracht erscheinen lassen, möglich, doch werden hierüber von Fall zu Fall Untersuchungen anzustellen sein. Technisch ist die Verwendungsfähigkeit der eisernen Kammerwände durch die Ausführung an den Schleusen Friedrichsfeld und Hünxe bewiesen. Der Kahnschiffer, der die Schleusen benutzt, wird mit den festen, glatten Wänden, die sein Fahrzeug schonen und ihm viel Arbeit ersparen, einverstanden sein, besonders, wenn wie bei den Schleusen Friedrichsfeld und Hünxe, die geradflächigen Kastenprofile verwandt werden. Die eisernen Wände können wegen ihrer Festigkeit von den schleusenden Schiffen nicht aufgescheuert und wegen ihrer Glätte den Schiffen selbst kaum gefährlich werden, es wird jedoch trotzdem der Einbau besonderer Schutzvorrichtungen erwogen, um sicher jede Beschädigungsmöglichkeit von den schleusenden Schiffen fernzuhalten.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1928, Heft 31, S. 455.

Die Wiederherstellung des rechtseitigen Rheindammes bei Schaan (Liechtenstein).

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr. sc. techn. **E. Wiesmann**, Ingenieur, Zürich.

(Schluß aus Heft 18.)

Für den Abtransport des Materials diente eine Feldbahnanlage von insgesamt 6 km Gleislänge mit 60 cm Spurweite und bestehend aus schweren, auf Holzschwellen gelagerten Schienen. Es bestanden vier verschiedene Transportbetriebe nebeneinander: zwei Baggerbetriebe, der Handbetrieb zur Kiesgewinnung und der Steintransport. Eine ausgedehnte Rangieranlage, wo alle Betriebe durchgeleitet werden mußten, konnte auf dem Kolmationsplateau zwischen Rheindamm und Binnendamm eingerichtet werden (Abb. 12).

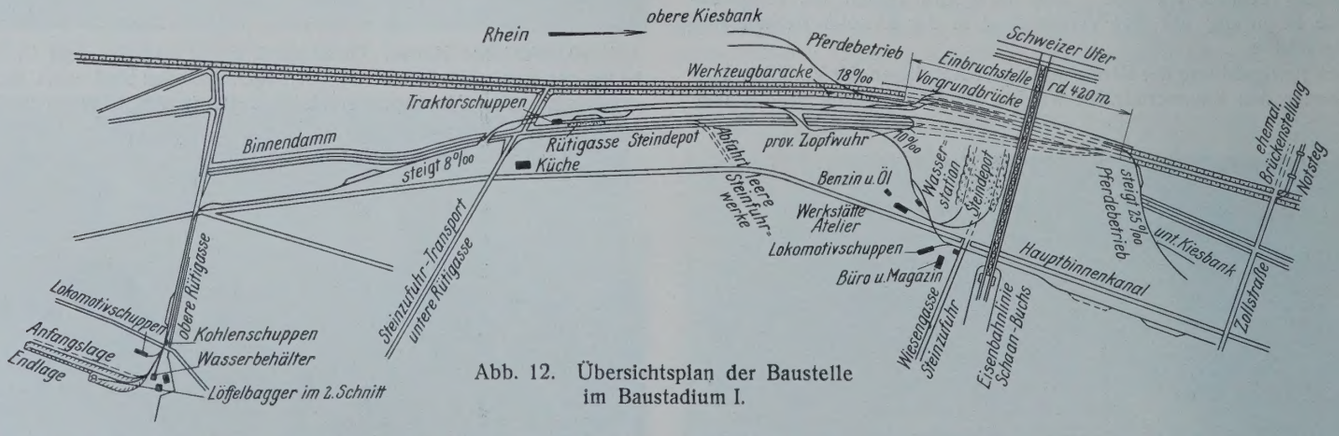


Abb. 12. Übersichtsplan der Baustelle im Baustadium I.

An Rollmaterial war vorhanden: 50 hölzerne Kastenkipper von 1,5 m³ Inhalt für den Rüfibetrieb, 60 eiserne Muldenkipper von 1 m³ für den Kanalbetrieb und 60 der gewöhnlichen Kipper von 750 l Inhalt.

Die gesamte Anlage war für eine Tagesleistung von 1000 m³ Dammschüttung berechnet.

Der Zugdienst verfügte über sieben Dampflokomotiven, zwei Elektro-Benzinmotoren, Pferdezug für den Transport der Kiesgewinnung von Hand. Die Dammschüttung mußte auf 60 000 m³ und der Steinbedarf auf 7000 m³ erhöht werden. Die übrigen Einrichtungen an Baracken, Lokomotivschuppen, Wasserstationen, Steinverladekrane, Reparaturwerkstätte usw. ergaben sich von selbst aus den Betriebseinrichtungen (Abb. 13).

Das erste Stadium der Arbeiten umfaßte die Herstellung des Dammes auf Kote 58,20 entsprechend der Kronenhöhe des Hilfsdammes, die auf den 12. Mai 1928 festgesetzt wurde. Dabei waren zu leisten: 44 000 m³ Dammanschüttung, 2000 m² Böschungspflasterung und 4000 m³ Vorgrund.

Der Arbeitsvorgang wickelte sich zeitlich folgendermaßen ab:

Herstellung eines Transportsteges für die Zufuhr und das Abwerfen des Vorgrundsteinmaterials, nach vorausgehender Kiesschüttung das Ansetzen der Pflasterung an den Vorgrund. Zu gleicher Zeit wurde auf dem Hilfsdamm das Fördergleis für Rüfizüge verlegt (Abb. 14 bis 18). Das lehmige Material des Rüfibetriebes bewirkte eine vollständige Dichtung des noch ziemlich wasserdurchlässigen Hilfsdammes.

Mit dem Fortschreiten der Anschüttung mußten selbstredend die Fördergleise entsprechend verlegt werden. Für die Kiesanfuhr zu den Arbeitstellen der Pflasterung zog man in dieser Periode den Handbetrieb

Abb. 13. Baustelle „Wiesengasse". Im Hintergrund das Brückenprovisorium der österreichischen Bahnlinie Buchs—Feldkirch; links Zugseilbagger in der Trasse des zugeschütteten Binnenkanals und rechts Lokomotivschuppen. Im Vordergrunde ein Materialzug des „Kanal"-Betriebes und rechts Wagenwerkstatt.

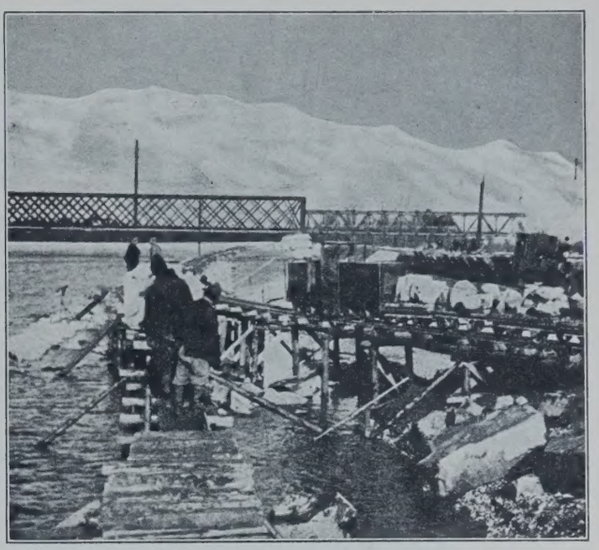


Abb. 14. Vorgrundgleise.

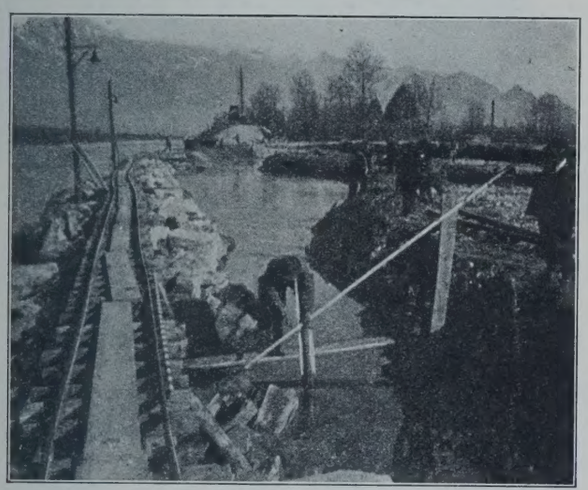


Abb. 15. Ansetzen der Böschung. Die Vorgrundschüttung vollendet.

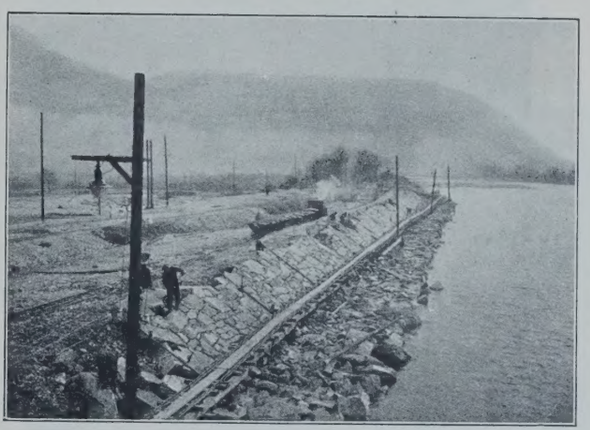


Abb. 18. Dammstrecke flußaufwärts.

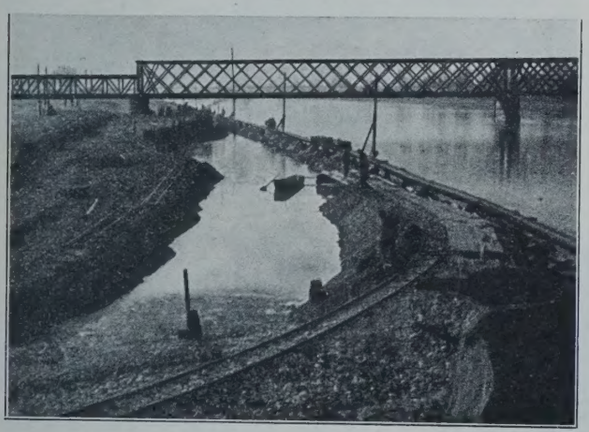


Abb. 16. Kippe im unteren Teil; rechts Kiesschüttung im Handladbetrieb.

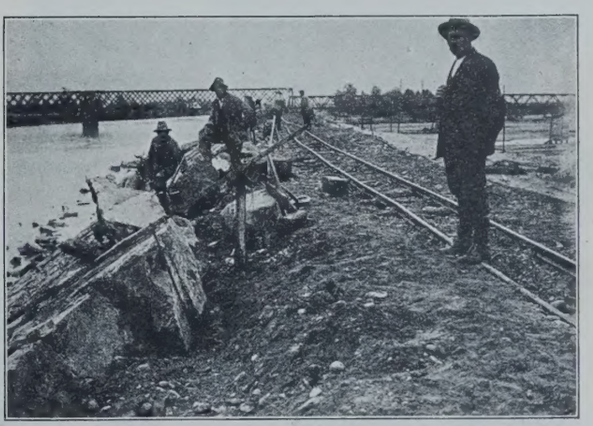


Abb. 20. Anschüttung des neuen Dammes.

Abb. 17. Pflasterung der Wasserseite.

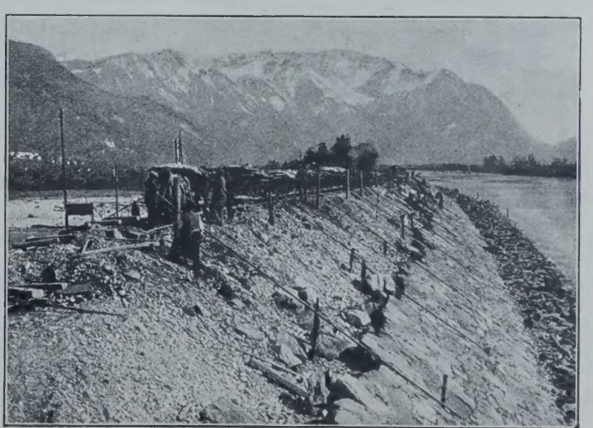


Abb. 21. Anschüttung und Pflasterung.

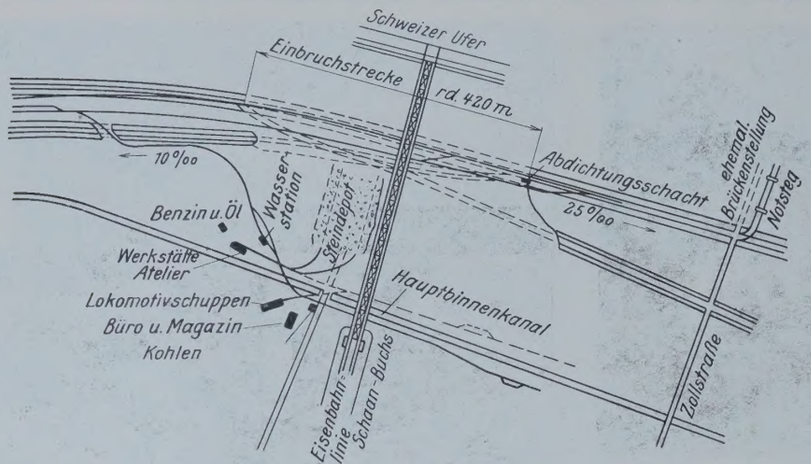


Abb. 19. Übersichtsplan der Baustelle bei der alten Eisenbahnbrücke im Baustadium II.

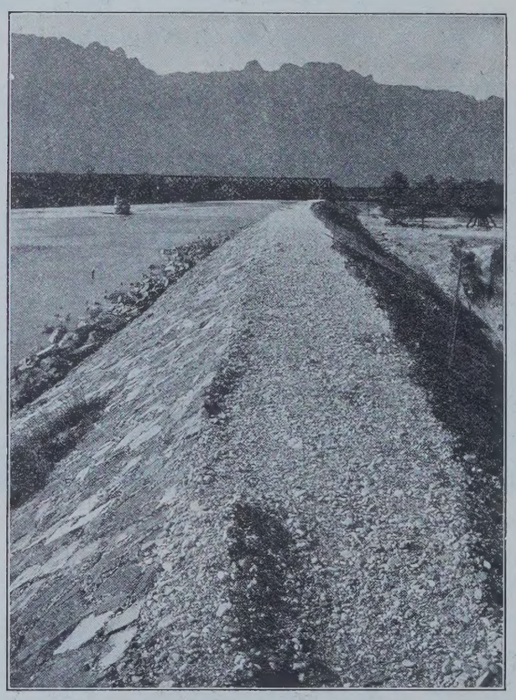


Abb. 22. Fertiggestellter Dammteil von der oberen Einbruchstelle bis zur Eisenbahnbrücke.

neuen an den alten Damm. Die zur Sicherung der Dammköpfe verlegten Steinwalzen (Abb. 23) bildeten eine wasserdurchlässige Stelle, die nun durch Lehmdichtung in Schachtbetrieb behoben wurde (Abb. 24).

Der fertiggestellte Damm (Abb. 25) hat in bezug auf Dichthalten und Standfestigkeit anläßlich der Hochwasserwelle vom Mai und vom 30. August 1928 die Belastungsprobe gut bestanden.

Die Regenperiode der letzten Augustwoche brachte mancherorts Hochwassergefahr. Besonders ernst war die Lage im obern Rheintal und im Bergell, ähnlich wie im September des Vorjahres. Die Hochwasserwelle des Rheines machte sich infolge der langen Niederschlagdauer auch im unteren Rheintal in bedrohlicher Weise geltend, so daß einzelne Gemeinden zu

Abb. 23. Steinwalzen und Pfähle als Dammschutz.

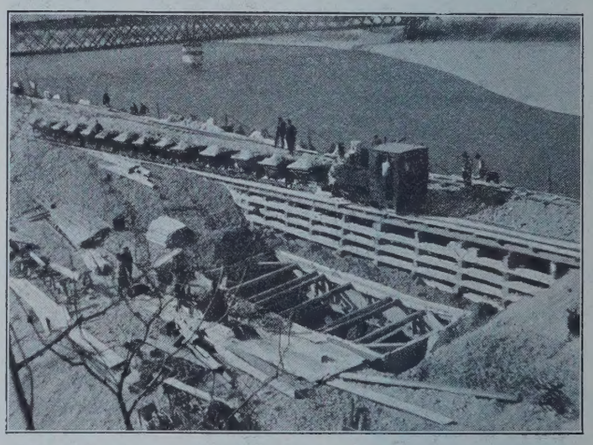


Abb. 24. Dammschüttung an der unteren Einbruchstelle mit Dichtungsschacht.

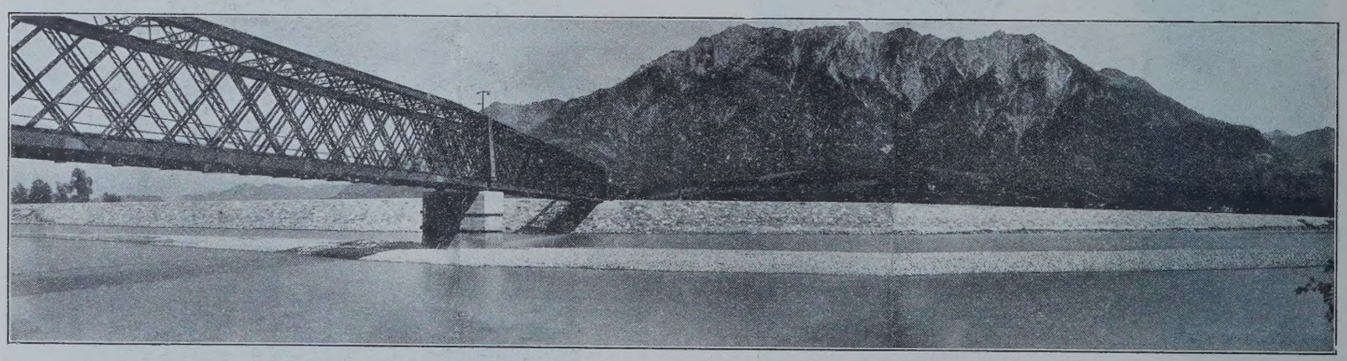


Abb. 25. Ansicht des fertiggestellten neuen Dammes nach Hebung der Eisenbahnbrücke.

von den Kiesbänken im Rhein heran. Dadurch wurde eine Erhöhung der Tagesleistung in der Dammanschüttung auf 1200 bis 1400 m³ erzielt. Man sicherte außerdem auf diese Weise die Fertigstellung der ersten Bauetappe auf den 12. März, an welchem Tage der Damm auf die ganze Länge bis auf die Höhe des Hilfsdammes vollendet war.

Im zweiten Baustadium (Abb. 19 bis 22) mußte der Damm auf seine endgültige Höhe gebracht werden mit Endtermin auf den 15. Mai 1928. Für die Gleisanordnung war die Lage der Eisenbahnbrücke ausschlaggebend, die damals noch nicht gehoben war.

In diesen Zeitabschnitt fällt auch die Abdichtung des Anschlusses des Abwehrmaßnahmen greifen mußten.

Den Höchststand erreichte der Rhein am 30. August 11 Uhr, ebenso hoch wie in den Vormittagsstunden des 25. September 1927.

Die beiden Dammlücken unterhalb Schaan wurden ebenfalls zu dem vorgeschriebenen Zeitpunkte geschlossen. Zu ihrer Schließung wurden insgesamt ungefähr 94 000 m³ Material aufgewendet, dazu Böschungspflasterung 7800 m² und für den Vorgrund 3000 m³ Steinblöcke.

Man darf zuversichtlich annehmen, daß die neuen Dammstrecken auch größeren zukünftigen Angriffen standhalten werden und dem schwer heimgesuchten Liechtenstein sicheren Schutz gewähren.

Vermischtes.

Der I. internationale Kongreß für Beton und Eisenbeton soll in Lüttich gelegentlich der Lütticher Weltausstellung 1930 vom 25. bis 30. August stattfinden. Die belgische Regierung hat die Regierungen sämtlicher Staaten zur Teilnahme eingeladen.

Der Kongreß besteht aus zwei Abteilungen, deren eine sich mit der Berechnung, Regelung und Erfassung von Arbeiten aus Beton und Eisenbeton befaßt, während die andere sich mit der Ausführung dieser Arbeiten und aller damit im Zusammenhang stehenden Fragen, wie Anwendung der Materialien, Werkzeuge, Überwachung der Bauplätze, Unterhaltung usw. beschäftigt.

Insbesondere sollen behandelt werden von Abteilung I: 1. Umschnürter Beton; 2. Versuche und theoretisches Studium des Eisenbetons, insbesondere der Platten, Dächer und Kuppeln großer Weite; 3. Große Bauten aus Beton und Eisenbeton; 4. Schwinden und Wärmedehnungen in den aus Beton und Eisenbeton ausgeführten Arbeiten und dementsprechende Anordnungen; von Abteilung II: 1. Beton- und Eisenbeton-Architektur; 2. Zusammenstellung, Herstellung und Einbringen von Beton und Eisenbeton auf den Baustellen und ihre Überwachung; 3. Teile aus Beton (in Serien gegossen), wie Rohre, Pfähle, Schwellen usw.; 4. Verwendung von Beton und Eisenbeton in den Kolonien.

Alle Mitteilungen und Anfragen sind zu richten an das Sekretariat des I. Internationalen Kongresses für Beton und Eisenbeton: 4, Place Saint-Lambert, Lüttich (Belgien).

Der Umbau des Rangierbahnhofes in Mechanicville der Boston- und Maine-Eisenbahn. Der alte Bahnhof in Mechanicville, N.Y., war 1914 in der herkömmlichen Bauart mit Eselsrücken gebaut worden. Der Eselsrücken war hoch und hatte ein langes Gefälle, um den Wagen eine große Beschleunigung zu geben. Die Gleise waren in zwei Gruppen nach dem Fischgrätenmuster angelegt. Vom Gipfel des Eselsrückens bis zur letzten Trennungsweiche betrug der Abstand 945 m, durchschnittlich war der Laufweg durch die Weichenzone 610 m.

Über die Gesichtspunkte, die beim Umbau des Bahnhofes in den Jahren 1926 und 1927 maßgebend waren, entnehmen wir einem Bericht in der „Railway Gazette" vom 17. August 1928 folgende Angaben:

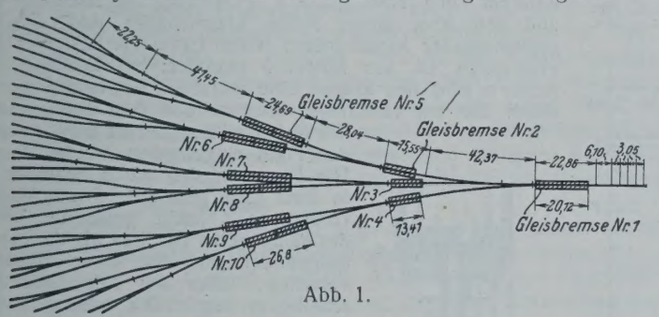


Abb. 1.

Die Laufweite der Wagen in der Weichenzone ist möglichst klein gehalten, denn dadurch ist eine schnelle Trennung der ablaufenden Wagen nach vielen Richtungen möglich. Auch bedeutet das eine Ersparnis an Arbeit und eine Verringerung der Schwierigkeiten, die durch die verschiedenen Laufeigenschaften der Wagen verschiedenen Gewichtes und verschiedenen Luftwiderstandes entstehen. Als günstigste Anordnung ergab sich der in Abb. 1 dargestellte Gleisplan, bei dem die Richtungsgleise in sechs Gruppen zusammengefaßt sind. Zur Verkürzung der Gleisentwicklung dienen Doppelweichen, und zwar liegt die erste, die die vom Ablaufberg kommenden Wagen in drei Verkehrsströme teilt, 38,1 m von dem Gipfelpunkte entfernt. Im Abstande von 57,61 m folgen drei einfache Weichen, so daß die Wagen bereits 95,71 m unterhalb des Ablaufberges in die sechs Hauptgruppen getrennt sind. Die größte Entfernung von der obersten Weiche bis zu der am weitesten entfernten Verteilungsweiche beträgt 181,35 m. Die Gleislängen ergeben sich aus folgender Zusammenstellung:

	Anzahl	Aufnahmefähigkeit in Wagen
Ankunftgleise	10	737
Richtungsgleise	36	1930
Umladeschuppen	7	237
Ausbesserungsschuppen	6	240

Die gewählten Neigungen des Ablaufberges gehen aus dem Gleisplan der Abb. 1 hervor. Entfernung und Gefälle zwischen den Weichen wurden so gewählt, daß in jedem Falle ein Umstellen der Weichen zwischen zwei aufeinanderfolgenden Wagen möglich war.

In die Weichenzone sind insgesamt zehn Gleisbremsen eingebaut, von denen die vier oberen im wesentlichen dazu dienen, die Geschwindigkeitsunterschiede zwischen langsam und schnell laufenden Wagen auszugleichen, während die unteren sechs die Geschwindigkeit des Wagens auf die je nach dem Füllungszustande des in Frage kommenden Richtungsgleises verschiedene Laufweite begrenzen. Die angegebenen Gefälle bringen einen leeren Wagen etwa mit einer Geschwindigkeit von 11 km/h zur letzten Gleisbremse. Abb. 2 gibt einen Überblick über den Bahnhof vom Ablaufberg aus.

Nach dem Umbau, jedoch vor der Inbetriebnahme der Gleisbremsen, zeigten sich schon die Vorteile der neuen Gleisanordnung, die sich vorwiegend aus der kürzeren Gleisentwicklung ergaben. Während vor dem Umbau 35 Hemmschuhleger, eine Motorlokomotive und drei Lokomotiven für den Betrieb erforderlich waren, kam man jetzt mit 16 Hemmschuhlegern und zwei Lokomotiven aus.

Abb. 2.

Die Gleisbremsen (Abb. 3) ergeben einen gleichmäßigen Bremsdruck, der unabhängig ist von der Dicke des Rades und der Spurweite des Wagens. Der Kraftantrieb geschieht elektrisch durch drei voneinander unabhängige Kraftquellen, das städtische Elektrizitätswerk, die Kraftzentrale der Lokomotivwerkstatt und eine in einem Stellwerk eingebaute Akkumulatorenbatterie. Die Kraft wird durch ein Hebelsystem übertragen, das die Teile der Bremse vor Überbeanspruchung schützt und eine schnelle Veränderung der Bremskraft gestattet (Abb. 4).

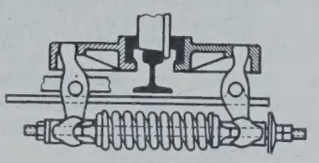


Abb. 3.

Die Anlage wird von zwei Stellwerken bedient, von denen das eine 109,7 m vom Ablaufberg entfernt ist und fünf Gleisbremsen und 18 Weichen steuert, während das zweite zwischen Gleis 12 und 13 errichtet ist und die übrigen Weichen und Gleisbremsen steuert. Zur Bedienung ist in jedem Stellwerk ein Mann, bei lebhaftem Verkehr zwei Mann erforderlich. Die Leistungsfähigkeit der Ablaufanlage beträgt im ersten Falle etwa 125 Wagen/h, im zweiten etwa 250 Wagen/h.

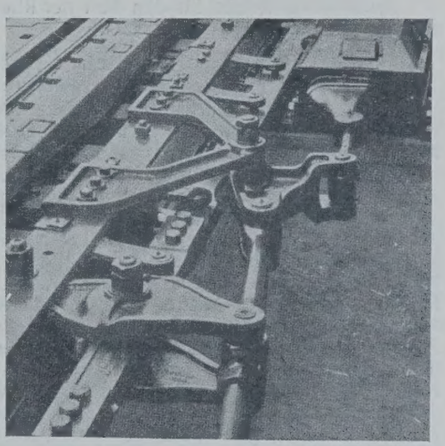


Abb. 4.

Die Wagen werden kurz vor dem Ablaufen mit heißem Öl geschmiert, um sie gut lauffähig zu machen.

Die Signalgebung geschieht durch farbige Lampen, bei Nebel auf akustischem Wege durch Hörner und lautsprechende Telephone. Die Zugbildungspläne, Wagenablauflisten, Frachtbriefe usw. werden durch Rohrpost von und zu den Stellwerken gesandt. Die tägliche Abfertigung beträgt zurzeit etwa 1100 Wagen.

Durch die neue Anlage haben sich die Rangierkosten um etwa 40 % ermäßigt, zugleich verminderten sich der Aufenthalt der Wagen in den Ankunftgleisen und die Kosten für die Ausbesserung der beim Ablaufen beschädigten Wagen auf je 50 %. Lp.

Vom Reichshaushalt 1929. (Schluß aus Heft 18.)

Für Seewasserstraßen.

In Preußen:

Vertiefung, Verbreiterung und Befeuerung des Königsberger Seekanals, 12. Betrag 1186000, Verbesserung der Schiffahrtstraße Stettin—Swinemünde, 15. Betrag 3400000, Instandsetzung des Ostufers der Mellinfahrt im Bezirk des Hafenbauamts Swinemünde, Rest 45000, Weiterer Ausbau des Buhnensystems vor der Landzunge bei Dievenow, Rest 100000, Verstärkung und Erhöhung der Düne auf der Landzunge zwischen Berg-Dievenow und Ost-Dievenow, Rest 118000, Ersatzbau für die Holzbearbeitungswerkstatt der Staatswerft Stralsund 49000, Beschaffung einer seetüchtigen Motor-Lotsenbarkasse für die Insel Ruden 40000, Ausbau der alten Süderelbe im Interesse der Vorflut und Kleinschiffahrt, 2. Betrag 60000, Fortsetzung des Ausbaues der Krückau zur Verbesserung der Schiffahrtverhältnisse, 1. Betrag 65000, Einführung des elektrischen Betriebes beim Feuerschiff „Außeneider" 100000, Beschaffung und Einbau eines 250-PS-Dieselmotors zum Antrieb des Feuerschiffes „Außeneider" 120000, Umbau der Buhnen 1 bis 7 auf Borkum, 3. Betrag 250000, Trockenlegung und Instandsetzung der Oldersumer Seeschleuse und ihre Einrichtung für elektrischen Antrieb, Rest 77000, Ausrüstung der wichtigsten Feuerschiffe und Küstenpunkte der Ostsee mit Anlagen zur Ausführung von Richtungs- und Abstandsbestimmungen für die Schiffahrt bei Nebel, 2. Betrag 250000.

In Hamburg:

Elberegulierung oberhalb und unterhalb Hamburgs bis Brunshausen, 9. Betrag 50 000, Baggerungen in der Unterelbe an der Ostebank, 9. Betrag 650 000, Arbeiten zur Wiederherstellung und Erleichterung der Unterhaltung des Fahrwassers der Unterelbe bei der Ostebank, 5. Betrag 4 000 000, Regulierung der Unterelbe bei Pagensand, 2. Betrag 1 100 000, Herrichtung des eingezogenen Feuerschiffs „Eidergaliot" als Ersatzfeuerschiff für die Feuerschiffe „Elbe 2" und „Elbe 4" 98 000.

In Bremen:

Baggerungen für die weitere Vertiefung und Verbreiterung der Unterweser, 9. Betrag 3250000.

Für Binnen- und Seewasserstraßen.

Verstärkung der Ersatzbeschaffung abgängigen Geräts der Reichswasserstraßenverwaltung, 4. Betrag 3000000.

Vermischte Ausgaben.

Versuche auf dem Gebiete des Eisenbetonbaues 15000, Kostenbeitrag für den Fachausschuß für Anstrichtechnik 10000.

Für Luftfahrtangelegenheiten.

Beitrag zur Verlegung und zum Ausbau der Deutschen Versuchsanstalt für Luftfahrt 4000000, für die Förderung von Flughäfen 550000, für neue Einrichtungen des Flugfernmeldedienstes 300000, für Erweiterungsbauten der Aerodynamischen Versuchsanstalt in Göttingen und ähnlicher Institute 50000, zur Förderung der Luftschiffahrt 4500000.

Für Kraftfahrwesen.

Zur Förderung der Gebirgsrenn- und Prüfungsstraße Nürburgring 2000000, zur Entwicklung des öffentlichen Kraftwagenverkehrs in der Provinz Ostpreußen 500000.

Für Eisenbahnwesen.

Beihilfe des Reichs für den Bau der Rheinbrücken bei Ludwigshafen, Speyer und Maxau, 3. Betrag 72000.

Im außerordentlichen Haushalt für die Reichswasserstraßenverwaltung.

Beteiligung des Reichs an der Neckar-Aktiengesellschaft durch Übernahme von Aktien und Gewährung von Darlehen 5184000, Maßnahmen zur Verbesserung der Hochwasserverhältnisse am Neckar in den Gemarkungen Stuttgart-Cannstatt und Münster, Rest 1240000, Beteiligung des Reichs an der Rhein-Main-Donau-Aktiengesellschaft durch Übernahme von Aktien und Gewährung von Darlehen 5143000, Beteiligung des Reichs an der Teltowkanal-Aktiengesellschaft 80000, Rhein-Weser-Kanal bestehend aus: Staubecken in dem oberen Quellgebiet der Weser 265000, Lippe-Kanal Wesel—Datteln 8200000, Lippe-Kanal Hamm—Lippstadt 1200000, Hohenzollernkanal, 2. Abstieg bei Niederfinow (Liepe), 9. Betrag 3500000, Verbesserung der Oderwasserstraße unterhalb Breslau, 9. Betrag 2000000, Ausbau des Pregels zwischen Insterburg und Groß-Bubainen, nachträglicher Ergänzungsbetrag 474000, Bau eines Staubeckens an der Glatzer Neiße bei Ottmachau, 4. Betrag 8500000, Verbesserung der Vorflut in der unteren Oder, 9. Betrag 525000, Vollendung des Mittellandkanals ohne Ausbau des Oder-Spree-Kanals 23254000, Küstenkanal, 4. Betrag 3000000, Umkanalisierung des Untermains, 4. Betrag 4 000 000.

Das **Reichsfinanzministerium** verlangt im ordentlichen Haushalt u. a.: Schutz des auf der Insel Helgoland befindlichen reichseigenen Geländes gegen Felsabstürze und Angriffe des Meeres 1220000, Instandsetzung und Ausbau der durch das Pariser Luftfahrtabkommen wieder in das Eigentum des Reiches gefallenen Flugplatzanlagen 150000, Wiederherstellung von Dächern auf Reichsgebäuden in Helgoland-Oberland, 2. Betrag 20000, Verlegung des Heereswaffenamts nach dem Grundstück Fasanenstraße 87 in Berlin-Charlottenburg, 2. Betrag 1 320 700, Ausstattung der Dienststellen der Reichsabgabenverwaltung mit neuzeitigen technischen Hilfsmitteln, 4. Betrag 3000000, Anschaffung von Wasserfahrzeugen für die Zollabfertigung und die zollamtliche Überwachung der Küstengewässer und Ströme sowie von schwimmenden Anlagen 500000.

Nordamerikanische Straßenbrücken. Im Jahre 1927 gab es nach der „Chicago Daily Tribune" vom 12. und 15. 11. 28 in den Vereinigten Staaten 223 Brücken, deren Benutzung von der Entrichtung einer Abgabe abhängig ist. Von diesen Brücken befanden sich 191 in Privatbesitz. Private Kreise haben 75 Mill. $ für den Bau dieser Brücken aufgebracht, und die Anzahl der Brücken sowie das investierte Kapital dürfte sich bis Ende 1928 vervierfacht haben. Anfang 1928 waren 162 abgabepflichtige Brücken geplant, deren Gesamtkosten auf 313 Mill. $ veranschlagt wurden, wobei nur 58 Mill. $ aus öffentlichen Mitteln aufgebracht werden sollten. An der Finanzierung sind vielfach Handelskammern und ähnliche Vereinigungen beteiligt, weil der Kraftfahrer große Umwege der Benutzung von Fähren vorzieht, so daß der Brückenbau eine Förderung des Fremdenverkehrs zur Folge hat. Die Einnahmen der genannten 223 Brücken beliefen sich 1927 auf 13 809 000 $ = 11,7% des investierten Kapitals. Die Brücken im öffentlichen Besitz verzeichnen Reineinnahmen in Höhe von 5% und diejenigen in Privatbesitz solche von 14% des investierten Kapitals.

Anläßlich der 4. Jahresversammlung der Vereinigung der Straßenbeamten der Nordatlantischen Staaten in Atlantic City sprach Ernest N. Smith von der American Automobile Association gegen den Bau von Straßen und Brücken, deren Benutzung von der Erhebung einer Abgabe abhängig sein soll. Statt den Bau von privaten abgabepflichtigen Straßen zu gestatten, sollten die Staaten nicht nur eine Erweiterung der bestehenden Durchzugstraßen durchführen, sondern gleichzeitig für ein besseres Straßennetz 2. Ordnung sorgen. Die American Automobile Association will durch große Propaganda erreichen, daß die Regierungen des Bundes und der Staaten alle Einnahmen aus den Abgaben für Kraftfahrzeuge und Brennstoff für den Bau und die Unterhaltung der Landstraßen verwenden müssen. Von über 1000 Mill. $, die von der Bundesregierung aus dem Kraftfahrzeugverkehr vereinnahmt wurden, ist bisher nur ein Bruchteil für die Verbesserung der Straßen verwendet worden.

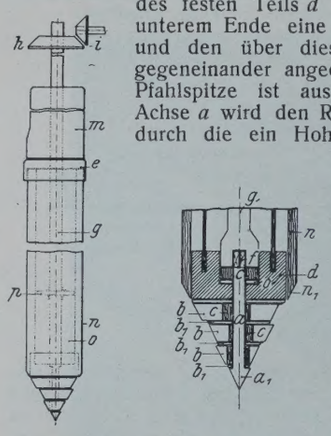
Die Straßenbaubeamten von 46 nordamerikanischen Staaten haben sich einstimmig gegen die weitere Erteilung von Konzessionen und Gerechtsamen für privat gebaute und unterhaltene Brücken im Zuge von Staatsstraßen oder solchen Verkehrswegen ausgesprochen, die mit Bundeszuschüssen gebaut werden. Diese Entschließung ist anläßlich der 14. Jahresversammlung der American Association of State Highways Officials genommen worden und wurde den zuständigen Behörden unmittelbar hiernach zugestellt.

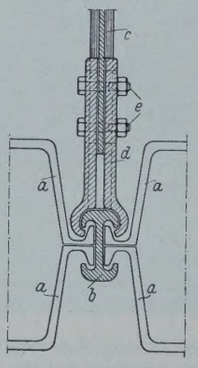
In diesem Zusammenhange wird auf die Lösung hingewiesen, die der Staat Kentucky gewählt hat, da für den Bau von freien Brücken im Zuge aller Hauptdurchzugstraßen über 30 Mill. $ notwendig gewesen wären. Das Landstraßenamt ist hier ermächtigt, für jeden einzelnen Brückenplan eine Anleihe aufzunehmen, Diese Anleihe wird öffentlich aufgelegt, und aus den Eingängen werden die Kosten der Brücke gezahlt. Ist die Brücke fertiggestellt, so wird eine Benutzungsabgabe erhoben, die vom Landstraßenamt in solcher Höhe festgesetzt wird, daß die Zahlung von Zinsen und eine Tilgung des Anlagekapitals möglich sind. Auf diese Weise zahlt der Autoverkehr selbst für die Brücken, die er fordert. Nach der Tilgung des Anlagekapitals wird die Benutzungsgebühr der Brücken aufgehoben. Wu.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Pfahlschuh für Vortreibrohre zur Herstellung von Ortpfählen. (Kl. 84c, Nr. 458 421 vom 24. 11. 1925, von Johann Fiege und Bernh. Schwelm in Düsseldorf.) Der Pfahlschuh besteht aus der in der Mitte des festen Teils *d* drehbar gelagerten Achse *a*, an deren unterem Ende eine Spitze a_1 exzentrisch angeschweißt ist, und den über dieser Spitze übereinander und versetzt gegeneinander angeordneten festen Exzenterscheiben *c*; die Pfahlspitze ist aus Ringen *b* gebildet; bei Drehung der Achse *a* wird den Ringen eine walzende Bewegung erteilt, durch die ein Hohlraum, entsprechend dem Durchmesser des Betonpfahls, gebildet wird, in den der Pfahl eingetrieben werden kann. Die Ringe werden durch Scheiben b_1 in ihrer Lage gesichert. Die in einem Gußkörper *d* leicht gelagerte Achse der Rammspitze ist oben als Vierkant *f* ausgebildet und mit einer Mutter *e* versehen, unter der eine Unterlagscheibe e_1 liegt. Die schlüsselartige Triebstange *g*, die über ein Kegelradgetriebe *h*—*i* von einem Motor in Drehung versetzt wird, ist am oberen Ende des Vortreibrohres durch die Rammhaube hindurchgeführt. Die Rammspitze ist durch ein Stützrohr *o* mit dem Gußkörper *d* und der Rammhaube fest verbunden. Zur Führung der Triebstange dienen Scheiben *p*. Nach Vortrieb des Rohres *n* in die vorgesehene Tiefe wird die Rammvorrichtung nebst Stützrohr *o* aus dem Vortreibrohr *n* herausgezogen und der Ortpfahl hergestellt.





Eiseneinlage für eine beim Bau von Schleusen und ähnlichen Bauwerken zwischen eisernen Kastenspundwänden durch Schüttbeton unter Wasser herzustellende Eisenbetonsohle. (Kl. 84a, Nr. 463 562 vom 19. 9. 1925, von Hermann Oberschulte in Essen, Ruhr.) Um auch eine Schüttbetonsohle durch Eisenbewehrungen einwandfrei zu verstärken, sind die Bewehrungseisen zwecks Führung und Verankerung an den Schloßeisen der Kastenspundwände an den Enden mit Klauen versehen und mit den Klauen längsverschieblich verbunden. Die Spundwandeisen *a* werden durch den Schloßriegel *b* zusammengehalten, der zusammen mit den Spundwandbohlen *a* die Führung der an den Enden mit Klauen versehenen Eisenbewehrung bildet, die aus zwei Teilen *c*, *d* besteht. Der Teil *c* ist mit *d* längsverschieblich verbunden und wird durch Bolzen *e* gehalten.

INHALT: Strömungsuntersuchung an selbsttätigen Saugüberfällen. — Eiserne Spundbohlen bei Herstellung der Kammerwände für die Schleusen Friedrichsfeld und Hünxe des Kanals Wesel—Datteln. — Die Wiederherstellung des rechtseitigen Rheindammes bei Schaan (Liechtenstein). — Vermischtes: I. Internationaler Kongreß für Beton und Eisenbeton. — Umbau des Rangierbahnhofes in Mechanicville der Boston- und Maine-Eisenbahn. — Vom Reichshaushalt 1929. (Schluß.) — Nordamerikanische Straßenbrücken. — Patentschau.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

7. Jahrgang BERLIN, 10. Mai 1929 Heft 20

Alle Rechte vorbehalten.

Flughäfen in Ausgestaltung und Betrieb.

Von Prof. Dr.-Ing. **Carl Pirath**, Stuttgart.

1. Allgemeine Bedeutung der Flughäfen und ihre Lage im Luftverkehrsnetz.

Das Luftverkehrswesen entwickelte sich aus drei technischen Vorbedingungen: dem Bau leistungsfähiger Luftfahrzeuge, der Anlage von Betriebstellen und Fluglinien und der Technik des Fliegens. Mit der Entwicklung der Landesluftverkehrsnetze und mit ihrem Zusammenschluß zum Weltluftverkehrsnetz gewinnen die Betriebsanlagen in Gestalt der Flughäfen und Fluglinien für den regelmäßigen öffentlichen Luftverkehr eine immer größere Bedeutung. Die Aufgaben der Flughäfen zu Wasser und zu Lande sind zweierlei Art. Erstens sollen sie in betriebstechnischer Hinsicht Gelegenheit geben zum Landen und Starten, also zum Wechseln des Transportmediums, zur Ergänzung der Betriebstoffe sowie zur Wartung und Unterhaltung des wertvollen Luftfahrzeugs. Zweitens sollen sie in verkehrstechnischer Hinsicht die Aufnahme und Abgabe des Verkehrsgutes in Gestalt von Reisenden, Post und Fracht ermöglichen. Die Flughäfen, nicht die Fluglinien, bestimmen die Leistungsfähigkeit eines Lufverkehrsnetzes. Ihre zweckmäßige Ausgestaltung für den Flugbetrieb ist daher ein wesentliches Fundament für einen leistungsfähigen Luftverkehr.

Welche wirtschaftliche Bedeutung den Flughäfen heute bereits zukommt, ist daraus zu ersehen, daß nach dem heutigen Stande der Entwicklung beim Luftschiffverkehr die jährlichen Flughafenbetriebskosten 10 bis 12% und beim Flugzeugverkehr 6 bis 7% der gesamten Selbstkosten im Luftverkehr betragen. Ein großer Luftschiffhafen, der mit Luftschiffhallen auszustatten ist, erfordert 12 bis 15 Mill. R.-M. Anlagekosten, ein großer Flughafen für Flugzeugverkehr 3 bis 4 Mill. R.-M. Demgegenüber kostet die Einrichtung einer Fluglinie für den Nachtverkehr 800 R.-M. für 1 km und die betriebsfähige Unterhaltung der Anlagen jährlich 300 R.-M. für 1 km. Das Schwergewicht der technischen Anlagen auf der Erdoberfläche, die im allgemeinen mit Bodenorganisation bezeichnet werden, liegt daher bei den Flughäfen.

In verkehrstechnischer Hinsicht beginnen sich Unterschiede zu bilden zwischen Weltflughäfen, Hauptlandesflughäfen und Bezirksflughäfen, die für die Lage, den Umfang und die Ausgestaltung von Flughäfen von grundlegender Bedeutung sind. Während im ersten Entwicklungsstadium des Luftverkehrs, in dem die Reichweite der Flugzeuge zwischen 0 bis 500 km lang, vielfach aus rein betriebstechnischen Gründen Flughäfen zur Betriebstoffergänzung und Nachprüfung der Motoren angelegt werden mußten und mit Rücksicht auf das technische Versuchsfeld die verkehrlich richtige Lage der Häfen in zweiter Linie stand, mußte bei der Weiterentwicklung des Verkehrs der Zweck der Flughäfen als Aufnahme- und Abgabestellen für Personen- und Frachtverkehr mehr in den Vordergrund gerückt werden. Heute ist bereits auf Flugstrecken von 900 bis 1000 km Länge ohne Zwischenlandung der Luftverkehr eingerichtet und damit die Freiheit in der Linienführung erreicht, die für einen wirtschaftlichen Luftverkehr notwendig ist. Die Wahl des Platzes für einen Flughafen kann heute schon wie bei jedem Fernverkehrsmittel in erster Linie nach wirtschaftlichen Gesichtspunkten, also nach dem Verkehrsbedürfnis getroffen werden. Seine flugbetriebstechnische Eignung ist im allgemeinen gegeben, da große Wirtschaftszentren, für die der Luftverkehr in erster Linie arbeiten wird, in ebenen Geländeverhältnissen sich entwickelt haben, also für Flughäfen im allgemeinen günstige physiographische Vordingungen aufweisen.

Die verhältnismäßig große Unabhängigkeit des Luftverkehrs von der Herrichtung eines Transportweges gibt auch für die Wahl der Flughäfen eine weitgehende Freiheit. Übereiltes Handeln ist nicht notwendig, da Luftlinien leicht verlegt werden können. In dieser Beweglichkeit liegt eine technische Hauptstärke des Luftverkehrsmittels gegenüber allen anderen Verkehrsmitteln. Sie erleichtert zweifellos auch die wirtschaftliche Trassierung der Luftverkehrslinien oder ihre Führung zur Befriedigung des günstigsten Verkehrsbedürfnisses, die in erster Linie die Frage, wo ein Flughafen anzulegen ist, entscheidet. Denn mit der verkehrlichen Bedeutung der Flughäfen wächst auch der Umfang und die Art der technischen Anlagen. Mit ihr wechseln die Schwierigkeiten in der Abwicklung des Flughafenbetriebes. Die heute übliche Unterscheidung der Flughäfen als Flugbetriebstellen nach Flugplätzen, Landeplätzen und Hilfslandeplätzen wird daher für die Flughäfen noch vom verkehrstechnischen Standpunkte aus ergänzt werden müssen durch die Einteilung nach Weltflughäfen, Hauptlandesflughäfen und Bezirksflughäfen, letztere im wesentlichen für den Sport und Gelegenheitsverkehr vorgesehen.

Da sich dem Luftfahrzeug wegen seiner verhältnismäßig großen Transportkosten nur hochwertiges Reisegut zuwenden wird, das, von großen Entfernungen ankommend, sofort nach allen Landesteilen weiterbefördert werden muß, so erfordert weiterhin die Lage des Flughafens einen günstigen Anschluß an die übrigen Verkehrsmittel, wie Eisenbahn- und Kraftwagenlinien. Es wäre ein großer Fehler für die künftigen Aufgaben des Luftverkehrs, wenn unter dem Einfluß der heute noch vorliegenden technischen Schwierigkeiten im Luftfahrzeugbau und in der Navigation kostspielige Flughafenanlagen hergestellt würden, die vielleicht vom betriebstechnischen Standpunkte aus zweckmäßig sind, aber abseits von leistungsfähigen sonstigen Verkehrsmitteln und auch abseits von starken Wirtschaftsgebieten liegen. Der damit verbundene Zeitverlust in der Erreichung des Reiseziels kann den technisch vielleicht ideal gelegenen Flughafen in seiner Verkehrswertigkeit so stark herabmindern, daß seine Ausschaltung aus dem großen Luftliniennetz nötig wird. Das schließt nicht aus, daß in der heute noch bestehenden technischen Versuchszeit im Interesse der Entwicklung des technischen Instruments Flughäfen wegen ihrer besonderen betriebstechnischen Vorzüge eingerichtet werden. Derartige Flughäfen sollten dann aber auch bewußt, wenn verkehrstechnisch ungünstig gelegen, als vorübergehende Anlagen angesprochen und ausgebaut werden. Unter diesem Gesichtspunkte wäre beispielsweise die Anlage eines Luftschiffhafens in Freiburg wegen seiner nach dem heutigen Stande der Technik flugbetriebstechnisch günstigen Lage zu beurteilen, ein Hafen, der später aus verkehrstechnischen Gründen zweifellos in das große Wirtschaftsgebiet am Unterrhein oder nach Mitteldeutschland verlegt werden müßte.

Ist in dieser Weise festgelegt worden, an welchen Punkten eines Gebiets aus verkehrlichen und betrieblichen Gründen ein Flughafen in Frage kommt, so ist örtlich zu untersuchen, an welchem Platz er seine Aufgabe am wirtschaftlichsten erfüllen kann. Bei der Wahl eines Platzes für einen Flughafen kann grundsätzlich von dem Verkehrswerte seiner Lage und von seinem Betriebswerte gesprochen werden. Der Verkehrswert liegt in erster Linie in der Lage des Flughafens zum Luftverkehrsnetz, zum Aufkommen des größten Verkehrsbedürfnisses, zum Schwerpunkte des Handels- und Geschäftsviertels und der Stadt, sowie zu den übrigen Verkehrsmitteln, vor allen Dingen Post, Eisenbahn und Kraftwagenlinien. Der Betriebswert ist zu beurteilen nach der Freiheit des Raumes von Flußnebeln, Bodennebeln, Rauch und Böen, ferner nach dem Flächeninhalt und der Gestalt des Platzes sowie seiner Lage zu den vorherrschenden Winden. Je nachdem all diese Faktoren, denen eine verschiedene Bedeutung zuzumessen ist, günstig oder ungünstig gelagert sind, wird die Lage des Flughafens im engeren Sinne zu betrachten sein. Dabei ist die Entfernung des Flughafens vom Stadtkern, die heute 4 bis 16 km beträgt, in dem Maße von Nachteil, in dem kleine Flugstrecken an den Flughafen anschließen, während mit der Zunahme der Größe der anschließenden Flugstrecken, also bei Kontinental- und Transozeanstrecken, dieser Faktor an Gewicht verliert. In allen Fällen wird aber ein Flughafen unmittelbarsten Anschluß an leistungsfähige Eisenbahnlinien und Kraftwagenlinien erhalten müssen.

2. Die betriebstechnischen Grundlagen für die Ausgestaltung der Flughäfen.

Für die Ausgestaltung der Flughäfen sind die betriebstechnischen Grundlagen maßgebend, die auch den oben skizzierten Betriebswert bestimmen. Diese Grundlagen sind für Luftschiff- und Flugzeughäfen in mancher Beziehung verschieden. Zwar sind für beide die Geländegestaltung sowie die Wind- und Luftverhältnisse von gleich großer Bedeutung. Das Gelände muß möglichst eben sein, die Windverhältnisse müssen möglichst gleichmäßig und beständig sein; Böigkeit, also starker Richtungswechsel des Windes in der Wagerechten und Lotrechten, ist sehr ungünstig. Weiterhin soll die Bodenkennung durch Nebelbildung möglichst wenig behindert sein. Alle diese Rücksichten bei der Wahl eines Platzes sind für beide Flughafenarten in gleicher Weise zu nehmen. Dagegen besteht ein grundsätzlicher Unterschied im Landen und Starten, der für die Ausgestaltung der Flughäfen für Luftschiffe und Flugzeuge von wesentlicher Bedeutung ist.

Das Luftschiff kann in schwebendem Zustande bei kurzen Aufenthalten an Landemasten festgemacht werden, an denen es mit seiner Spitze drehbar verankert wird und sich nach den Windrichtungen ein-

stellen kann. Bei längerem Aufenthalt ist seine Unterbringung in einer Halle notwendig. Die Landemasten sind ausgestattet mit Anlagen zur Übernahme und Abgabe des Verkehrsgutes und mit Leitungen, durch die das Luftschiff mit den verschiedenen Betriebstoffen versehen werden kann. Abb. 1 zeigt den amerikanischen Landemast von Lakehurst mit 52 m Höhe und 55 t Gewicht. Die Höhe des Mastes ist bestimmt durch die Länge des Luftschiffs und durch die Forderung, daß die Neigung des Luftschiffs nicht über 10° betragen soll. Zwölf Mann sind in der Lage, ein starres Luftschiff vom Typ des Zeppelin an einem derartigen Landemast festzumachen. In Staken bei Berlin ist ein Landemast von geringerer Höhe erbaut worden, bei dem die lotrechte Bewegung des Luftschiffs dadurch verhindert wird, daß es mit seiner Führergondel auf einem Wagen verankert ist, der der wagerechten Drehbewegung des Luftschiffs um den Ankermast folgen kann. Das Festmachen eines Luftschiffs am Ankermast kann im übrigen noch nicht als ideale Lösung für das Landen angesehen werden, da es bei bewegter Luft mit besonderen Schwierigkeiten verknüpft ist.

Während hiernach das Luftschiff in schwebendem Zustande das Landen und

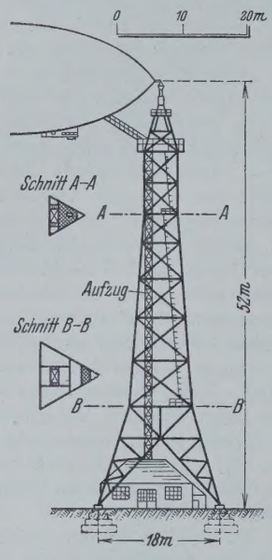
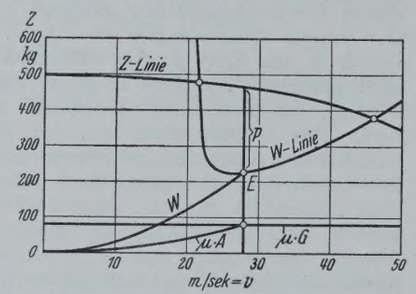


Abb. 1. Ankermast von Lakehurst für Luftschiffe. U. S. A.



Z-Linie = Linie der verfügbaren Zugkraft in Abhängigkeit von v.
W-Linie = Linie der erforderlichen Zugkraft in Abhängigkeit von v.
μ = Reibungskoeffizient zwischen Erde und Flugzeug (0,05 für Wiesengrund).
G = Gesamtgewicht des Flugzeuges = 1,6 t.
A = Auftrieb. p = Beschleunigungskraft.

Abb. 2. Kräftespiel beim Starten für Flugzeuge.

Starten vornehmen kann und die bauliche Ausgestaltung und Anlage des Luftschiffhafens verhältnismäßig einfach ist, liegen die Verhältnisse bei den Luftfahrzeugen, die schwerer als Luft sind, also den Flugzeugen grundsätzlich anders und schwieriger. Nach den aerodynamischen Gesetzen, denen das Flugzeug unterworfen ist, kann das Flugzeug sich nur so lange in der Luft halten, als es die zu seinem Schwebezustand nötige Auftriebskraft hat, die ihrerseits wieder von der Geschwindigkeit des Flugzeugs abhängt. Im allgemeinen muß bei Windstille die Geschwindigkeit zur Erzielung des Schwebezustandes bei Leichtflugzeugen 50 bis 60 km/h, bei normalen Verkehrsflugzeugen 80 bis 100 km/h betragen. Daraus ergibt sich, daß ein Verkehrsflugzeug mit einer Geschwindigkeit, die nahezu an die Schwebegeschwindigkeit heranreicht, also mit 80 km/h auf die Erde aufsetzen muß, wenn es vom Schwebezustande in den Ruhezustand übergehen will. Dabei muß eine dem Gewichte G des Flugzeugs entsprechende Energie durch Widerstandsarbeit vernichtet werden.

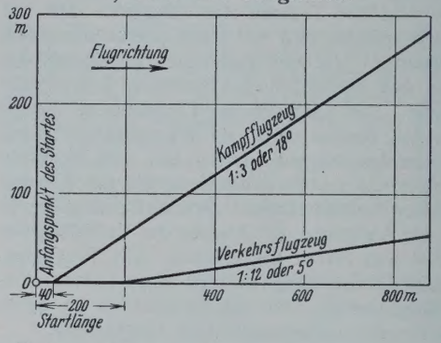
In Abb. 2 ist für ein Verkehrsflugzeug von 1,6 t Gesamtgewicht das Kräftespiel beim Starten veranschaulicht, das in umgekehrter Weise auch beim Landen vorliegt. Beim Starten soll die zum Schweben oder Fliegen nötige Auftriebskraft A durch allmähliche Steigerung der Geschwindigkeit auf mindestens 80 bis 100 km/h je nach der Flugzeugart erreicht werden. Zur Erzeugung dieser Geschwindigkeit steht die Zugkraft Z des Motors zur Verfügung, der der Luftwiderstand W aus Flugzeugrumpf und Tragflächenrücktrieb, sowie die Reibung zwischen den Laufrädern des Flugzeugs vom Gewichte G und dem Erdboden entgegenwirkt. Durch den allmählich entstehenden Auftrieb A wird der Druck der Räder herabgesetzt und dadurch mittelbar die Reibungskraft μG um den Betrag μA vermindert. Sobald die Geschwindigkeit erreicht ist, die der Abszisse im Punkte E entspricht, befindet sich das Flugzeug in einem Zustande, der genügend Auftrieb zum Fliegen erzeugt und unter Ausnutzung der noch vorhandenen Beschleunigungskraft oder Steigreserve p auch ein Steigen, also ein weiteres Loslösen von der Bodennähe gestattet. Solange also die Schwebegeschwindigkeit v noch nicht erreicht ist, muß das Flugzeug auf dem Boden freie Bahn haben.

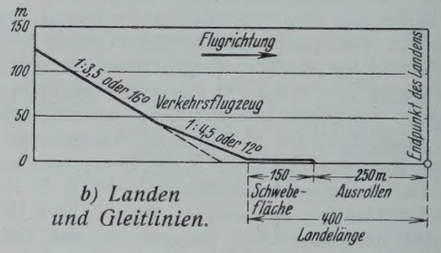
Während nun beim Starten die Reibung zwischen Flugzeug und Boden das Erreichen der Schwebegeschwindigkeit verzögert, wirkt für das Landen diese Reibung zur möglichst raschen Verminderung der Geschwindigkeit bis zum Halten günstig. In allen Fällen aber erhöht bezw. vermindert Gegenwind relativ die Geschwindigkeit der Luft in günstiger Weise, so daß grundsätzlich gegen den Wind gestartet und gelandet wird.

Aus der Zugkraft- und Widerstandslinie der Abb. 2 läßt sich eine p/v-Linie, eine mit zunehmender Geschwindigkeit abnehmende Linie der Beschleunigungskraft p aufzeichnen und zur Ermittlung der Start- und Landezeiten nach dem Verfahren von Dr. W. Müller[1]) verwenden.

Aus dem Kräftespiel beim Starten und Landen ergeben sich nun die erforderlichen freien Flächen oder Rollängen in Gestalt von Start- und Landelängen sowie die notwendigen Abmessungen des Rollfeldes des Flughafens. In Abb. 3 ist die Ermittlung der freien Flächen für das Starten und Landen und damit für die gefahrvollsten Bewegungsvorgänge, die, wie später noch ausgeführt, als Bewegungsvorgänge 1. Ordnung bezeichnet werden sollen, für ein normales Verkehrsflugzeug veranschaulicht. Die Rollänge ist kleiner bei kleinen Flugzeugen und größer bei großen schweren Flugzeugen. Auch beeinträchtigt die Höhenlage des Flughafens die Rollänge, die beispielsweise bei 1000 m über NN wegen der geringeren Luftdichte ungefähr 20% größer sein muß als 10 m über NN. Aus Abb. 3 ergibt sich auch, daß das Starten wegen des geringen Flugneigungswinkels von 1 : 12 die von Hindernissen frei zu haltende Fläche für eine sichere Bewegung des Flugzeugs bestimmt. Nach den deutschen Zulassungsbedingungen für Flughäfen muß eine Rollänge von mindestens 600 m in jeder Richtung vorhanden sein, an die sich ein hindernisfreier Einschwebewinkel von 1 : 15 anschließt. In den Vereinigten Staaten von Amerika wird ein Einschwebewinkel von 1 : 7 verlangt. Da das Starten und Landen am günstigsten stattfinden kann, wenn es gegen den Wind möglich ist, so müssen die oben gestellten Bedingungen nach allen Seiten des Flugplatzes erfüllt sein, so daß der freie Raum einem auf den Kopf gestellten, abgestumpften Kegel von 600 m Grundfläche und 1 : 15 Seitenneigung entspricht.

a) Start und Steiglinien.





b) Landen und Gleitlinien.

Abb. 3. Ermittlung der freien Fläche für Bewegungsvorgänge 1. Ordnung.

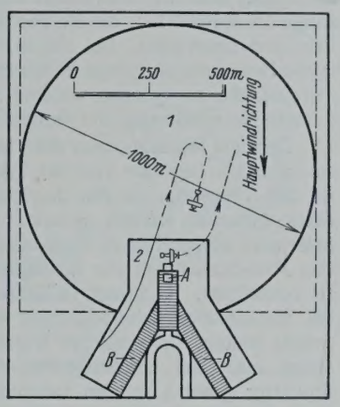
Mit Rücksicht darauf, daß das Starten und Landen unter großen Flugzeuggeschwindigkeiten auf einem verhältnismäßig engen Raum vor sich gehen muß, sind die hierbei notwendigen Bewegungsvorgänge als besonders gefährlich anzusehen. Sie sollen daher vom betriebstechnischen Standpunkte aus als Bewegungsvorgänge 1. Ordnung bezeichnet werden. Im Anschluß an das Landen und Starten muß das Flugzeug betriebstechnisch und verkehrstechnisch abgefertigt werden. Diese Abfertigung besteht im wesentlichen in dem Versorgen der Flugzeuge mit Betriebsstoffen wie Benzin, Benzol und Öl, der maschinentechnischen Untersuchung zur Kontrolle der betriebswichtigen Organe des Flugzeugs und zur Aufnahme und Abgabe von Reisenden, Post und Fracht. Diese Arbeiten müssen örtlich von den Start- und Landeflächen getrennt mit Rücksicht auf die Betriebsicherheit für Flugzeuge und Verkehrsgut vorgenommen werden. Daraus ergibt sich die grundsätzliche Flächenteilung der gesamten Flughafenzone in eine Fläche für Bewegungsvorgänge 1. Ordnung, die beim Starten und Landen in Frage kommt, und in eine Fläche für Bewegungsvorgänge 2. Ordnung, auf der Flugzeuge mit geringer Geschwindigkeit bewegt und aufgestellt werden können zur Vornahme der notwendigen Abfertigungsarbeiten.

Aus diesen grundsätzlichen Betrachtungen über die betrieblichen Bewegungsvorgänge 1. und 2. Ordnung würde die zweckmäßigste Lösung für die Ausgestaltung und Form eines Flughafens darin bestehen, die Fläche für die Bewegungsvorgänge 2. Ordnung in die Mitte des Platzes zu legen. Die Start- und Landebahn reicht dann bei jeder Windrichtung von dem Mittelpunkte des Platzes bis zu seinen Grenzen. Die Rollwege sind auf ein Mindestmaß herabgesetzt, da das startende Flugzeug fast unmittelbar vom Flugsteig aus starten und das landende Flugzeug auf den Flugsteig zu landen kann. Auch die Betriebsleitung liegt im Mittelpunkte des Platzes einfach und übersichtlich. Da aber ein derartiger

[1]) Dr. W. Müller, „Die Fahrzeitermittlung". Taschenbuch für Bauingenieure, herausgegeben von W. Förster, Band II. Berlin 1928. Verlag von Jul. Springer.

Platz sehr große Ausmaße erfordert, so ist diese ideale Lösung kaum anwendbar und wirtschaftlich nicht zu vertreten.

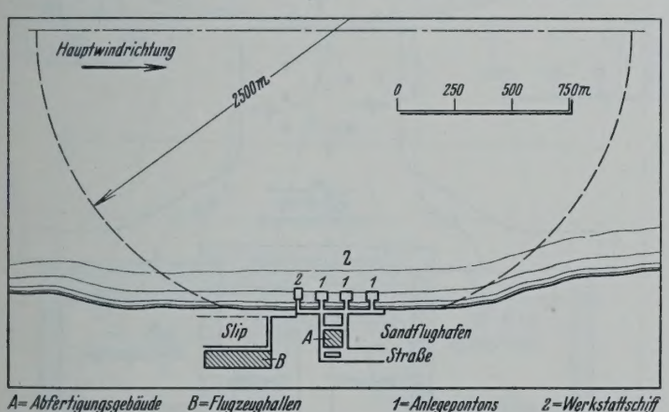
Eine nahezu gleich günstige Lösung läßt sich erreichen, wenn die Fläche für die Bewegungsvorgänge 2. Ordnung mit den zugehörigen Gebäuden möglichst weit auf den Flugplatz vorgeschoben und die Flughallen im spitzen Winkel sich anschließen, so daß fast bei jedem Wind unmittelbar von den Abfertigungsplätzen, also der Fläche 2. Ordnung ohne Richtungswechsel zum Start angetreten werden kann. Diese keilförmige Anlage der Abfertigungsanlagen ist an der der vorherrschenden oder Hauptwindrichtung entgegengesetzten Seite des Flughafens vorzusehen, da auf diese Weise am weitestgehenden das Starten und Landen beschleunigt und sicher durchgeführt werden kann. In Abb. 4 ist diese grundsätzliche Gestaltung des Flughafens veranschaulicht. Der Flughafen soll eine Ausdehnung von 1000 m nach allen Seiten haben, und damit die Fläche für das Landen und Starten möglichst freizügig ausgenutzt werden kann, ist die vorgeschobene, aber im wesentlichen seitliche Lage der Fläche für Bewegungsvorgänge 2. Ordnung von besonderem Vorteil. Die flankierende Lage der Flugzeughallen B gestattet in weitgehendem Maße ein bequemes Ein- und Ausfliegen der Flugzeuge im Rollfeld. Wenn vielfach heute auf zahlreichen Flughäfen diese vorgeschobene Lage des Abfertigungsgebäudes mit rückwärts flankierenden Hallen nicht vorgesehen ist, so liegt das im wesentlichen daran, daß die vorgeschobene Lage eine etwas größere Ausdehnung des Flugplatzes verlangt, die in vielen Fällen nach den örtlichen Verhältnissen nicht erzielt werden kann. Die reine Seitenlage verlängert die Rollwege zwischen der Fläche 1 und Fläche 2, so daß sie betriebstechnisch ungünstig ist.



A Abfertigungsgebäude. *B* Flugzeughallen. Fläche *1* für Bewegungsvorgänge 1. Ordnung. Fläche *2* für Bewegungsvorgänge 2. Ordnung.

Abb. 4. Grundsätzliche Gestaltung und Orientierung eines Landflughafens für Flugzeuge.

Die gleichen Gesichtspunkte sind beim Wasserflughafen maßgebend. Mit Rücksicht auf den großen Widerstand des Wassers beim Starten sind zur Erzielung der Schwebegeschwindigkeit größere Startlängen erforderlich, so daß für das Rollfeld heute eine 2 bis 2,5 km lange Schwimmfläche nötig ist bei mindestens 4 bis 6 m Wassertiefe. Die grundsätzliche Anordnung eines Wasserflughafens ist aus Abb. 5 ersichtlich. Er muß zur Hauptwindrichtung so orientiert werden, daß das Starten und Landen über die hochgelegenen Gebäude und Hallen des Flughafens möglichst vermieden wird, aber senkrecht zu dem etwa aufkommenden Wellenschlag sich vollziehen kann.



A=Abfertigungsgebäude *B*=Flugzeughallen *1*=Anlegepontons *2*=Werkstattschiff
1 Fläche für Bewegungsvorgänge 1. Ordnung *2* Fläche für Bewegungsvorgänge 2. Ordnung

Abb. 5. Grundsätzliche Gestaltung und Orientierung eines Wasserflughafens für Flugzeuge.

3. Bauliche Ausgestaltung der Flughäfen.

a) Flächen für Bewegungsvorgänge 1. Ordnung.

Die Güte, Eignung und Leistungsfähigkeit eines Flugplatzes für den öffentlichen Luftverkehr wird im wesentlichen bestimmt durch die Flächen für Starten und Landen sowie durch die zweckmäßige Gestaltung der Abfertigungsanlagen. Während aber bei den Start- und Landeflächen eine Erweiterung nur durch einen zweiten Flughafen möglich ist, bieten die Seiten eines Flughafens genügend große Erweiterungsmöglichkeiten für die Abfertigungsanlagen. Nach besonderen Untersuchungen können heute auf einem Flughafen stündlich je 24 Flugzeuge starten und landen, wenn eine genügende Sicherung der Bewegungsvorgänge geboten sein soll. Diese Zahl ist heute bei weitem noch nicht erreicht.

Die geeignete Form eines Flugplatzes für Luftfahrzeuge ist ein Rechteck oder ein Kreis, die beide nach allen Richtungen die gleichen Start- und Landemöglichkeiten bieten und für die Kennung aus der Luft dem Flugzeugführer in einer regelmäßigen Umgrenzungslinie wertvolle Anhaltspunkte geben. Die Mitte des Platzes wird zweckmäßig durch einen Landekreis gekennzeichnet und die Windrichtung durch eine Rauchfahne, damit die Orientierung vor allem für das Landen der Flugzeuge erleichtert wird.

Von größter Bedeutung ist aber die Oberfläche des Rollfeldes, auf dem das Starten und Landen vor sich geht. Sie muß vollständig eben sein, da schon bei kleinen Unebenheiten Brüche beim Landen vorkommen können, obwohl die Festigkeitsannahmen für Flugzeuge vorschreiben, daß ein Flugzeug beim Landen einen Stoß aufnehmen kann, der gleich dem 5- bis 7fachen des toten Gewichtes ist. Geländeneigungen von 1 : 80 in Deutschland und 1 : 40 in den Vereinigten Staaten von

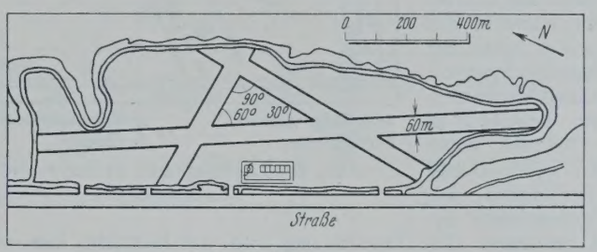


Abb. 6. Bauliche Ausbildung der Fläche für Bewegungsvorgänge 1. Ordnung. Flughafen San Franzisco.

Amerika sind zwar noch mit Rücksicht auf das Widerstandsgefälle zulässig, die wagerechte Fläche ist aber vorzuziehen. Nur eine geschlossene elastische Decke vermag den erheblichen Druck der Laufräder aufzunehmen und die Stöße beim Landen zu verarbeiten und zu mildern. Es ist eine der wichtigsten, aber auch kostspieligsten Aufgaben für die Zukunft, beim Landevorgang den Übergang von der Luft auf den festen Boden so zu gestalten, daß das Flugzeug durch Stöße in seiner Konstruktion nicht leidet. Vielfach wird die Lebensdauer einer Flugzeugzelle von der Zahl der Landungen abhängig gemacht, da hierbei die stärksten Erschütterungen das technische Instrument treffen. Eine gute Grasnarbe entspricht zweifellos weitgehend den an die Oberfläche des Rollfeldes zu stellenden Anforderungen, aber mit der Zunahme der Flugzeuggewichte wird sie nicht mehr genügen, sondern durch befestigte Flächen ersetzt werden müssen. Die Herstellung derartiger Flächen, die bei zweispuriger Benutzung 100 bis 150 m, bei einspuriger Benutzung 60 bis 80 m breit sein müssen, ist, abgesehen von den hohen Kosten, gebunden an möglichste Staubfreiheit der Decken, damit die Motoren nicht

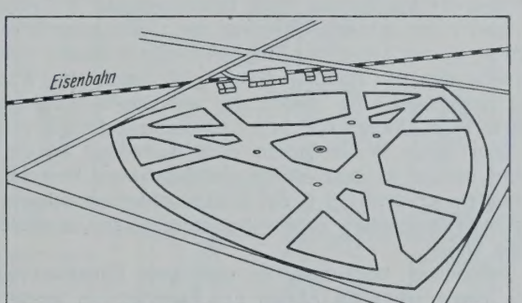


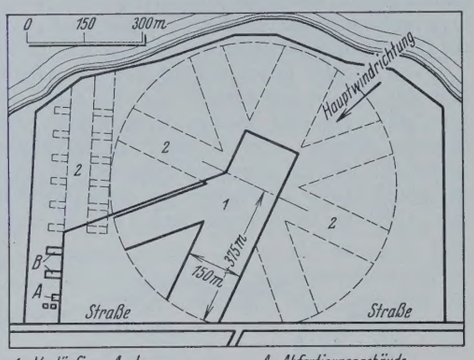
Abb. 7. Bauliche Ausbildung der Fläche für Bewegungsvorgänge 1. Ordnung. Vorschlag des Ingenieurs Hadden, New York.

leiden. Am besten geeignet erscheinen Bitumendecken, wie sie heute im Straßenbau verwandt und hoch entwickelt sind. In den Vereinigten Staaten von Amerika sind derartige Befestigungen der Start- und Landeflächen durchgeführt worden in Gestalt von besonderen Bahnen, die vielfach sogar ohne Einebnung der übrigen Teile der Platzflächen gleichsam als Straßen hergestellt wurden. Diese Startbahnen müssen unter dem Gesichtspunkte angelegt werden, daß ein Flugzeug unter einem Seitenwinkel von höchstens 22,5° zur Windrichtung noch günstig starten kann. Ausgehend von einer Startbahn in der Hauptwindrichtung des Platzes, werden daher die übrigen Startbahnen unter einem Winkel von 45° von der Mitte aus sich fächerförmig entfalten können.

Der in Abb. 6 dargestellte Flughafen San Francisco[2]) erfüllt diese Forderung noch nicht, da die Startflächen sich zum Teil unter größeren Winkeln schneiden, also die Freizügigkeit im Landen bei jeder Windrichtung beeinträchtigen. Dagegen wird der in Abb. 7 wiedergegebene

[2]) „Aviation" vom 7. 11. 27, S. 3.

Vorschlag des Ingenieurs Hadden[3]) der gestellten Bedingung gerecht, da er sogar Startbahnwinkel von 30° aufweist. In diesem Vorschlage ist durch charakteristische Kreise dem Flugzeugführer ein Anhalt für das Einhalten der Bahnen gegeben. In Abb. 8 ist der im Bau befindliche Flughafen von Sacramento (Kalifornien[4]) dargestellt. Er bietet ein lehrreiches Beispiel, wie unter Anpassung an die Verkehrsgröße zunächst nur ein Flughafenteil, der zur Hauptwindrichtung besonders günstig liegt, hergerichtet, für später aber eine systematische Erweiterung vorgesehen wird. Die hier verwendete Sternform der Startbahnen mit ihrem Mittelpunkte in der Mitte des Flughafens hat betrieblich den Nachteil, daß sich in der Mitte alle Bewegungsvorgänge treffen und zusammendrängen. In Abb. 7 ist dieser Nachteil durch Anlegen eines Kreises mit bestimmten Bewegungsrichtungen geschickt gemildert. Die Entwicklung wird für Flughäfen mit starkem Verkehr dahin gehen, daß befestigte Start- und Landebahnen angelegt werden müssen.



1=Vorläufiger Ausbau 2=Erweiterungen A=Abfertigungsgebäude B=Flughallen

Abb. 8. Landflughafen in Sacramento (Kalifornien).

Es wird aber weiterhin auch notwendig sein, in der Konstruktion der Flugzeuge dauernd Rücksicht auf die Regelung und Vernichtung der den Flugzeugen beim Starten und Landen innewohnenden Energie zu nehmen. In dieser Beziehung haben die Vereinigten Staaten von Amerika eigene Wege beschritten. Dort sind die Flugzeugtypen fast allgemein mit abbremsbaren Laufrädern vorn und hinten statt eines Landesporns hinten ausgestattet. Dadurch, daß jedes Rad einzeln abgebremst werden kann, wird eine große Manövrierfähigkeit erzielt und das Starten und Landen auch auf kleinen Flächen erleichtert. Es werden augenblicklich dort umfassende Versuche mit Flugzeugradbremsen gemacht, um die Wirkung der Bremsen auf die Verzögerung und die Rolldauer nach dem Landen festzustellen. Neben der Abbremsung beim Landen ist ein weiteres Problem, durch künstliche Mittel beim Starten die Relativgeschwindigkeit der Flugzeuge zu erhöhen und damit die Startlängen abzukürzen. Alle diese Bestrebungen betriebstechnischer Art dienen dazu, bei der beschränkten Zahl wirklich geeigneter Flächen einer weiteren Vergrößerung oder Vermehrung der Flugplätze in der Nähe von Großstädten vorzubeugen.

Die Frage der Verbindung eines Landflughafens mit einem Seeflughafen in einer Form, die den Übergang des Gutes unmittelbar gestattet, ist vielfach so gelöst, daß beide Flughäfen nebeneinander liegen. In den Vereinigten Staaten von Amerika werden für Land- und Wasserlandung Amphibien verwendet, bei denen das aufklappbare Fahrgestell zwei Stummel wie beim Dornier-Wal bildet. Verkehrstechnisch wird der Lufttransport über große Wasserflächen nicht unbedingt an die Häfen gebunden sein dürfen, da sonst durch unterbrochenen Verkehr Zeitverlust entsteht, sondern er wird tief in das Land hineingehen müssen. Ob dieser Forderung betriebstechnisch entsprochen werden kann, muß die technische Entwicklung klären.

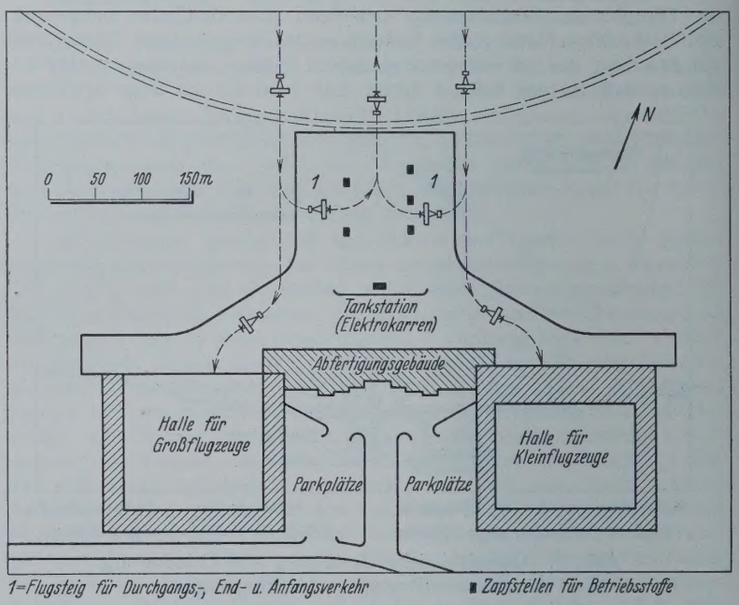
Von besonderer Bedeutung ist eine gute Entwässerung des Rollfeldes, die einen schnellen Abfluß des Tageswassers gestattet und die Rollflächen ständig von Wasseransammlungen frei hält. Für den Nachtverkehr müssen Leuchtfeuer dem Flugzeugführer den Weg zeigen. Zu diesem Zweck müssen im Bereich des Flughafens alle Hindernisse durch eine möglichst eindeutige und wirkungsvolle Beleuchtung kenntlich gemacht werden. Ferner ist es wichtig, die Umrandung des Flughafens und die Landestelle, Windrichtung und Landerichtung dem Piloten durch geeignete, vielfach dem Eisenbahnsignalwesen angelehnte Lichtsignale anzugeben. Für die Beleuchtung eignet sich in ausgezeichneter Weise das in Amerika zuerst auf großen Bahnhöfen verwendete Flood-Licht[5]), das den Flugplatz in wirkungsvolles, schattenloses Tageslicht taucht und keine Blendung des Führers verursacht.

b) Bauliche Ausgestaltung für die Bewegungsvorgänge 2. Ordnung.

Die Lage der Fläche für Bewegungsvorgänge 2. Ordnung zum gesamten Flughafengebiet richtet sich, wie wir gesehen haben, nach der vorherrschenden Windrichtung und sollte erst in zweiter Linie bestimmt werden durch eine gute Verbindung zwischen dem Flughafen und der Stadt. Die Fläche umfaßt alle baulichen Anlagen, die zur maschinentechnischen Wartung und Unterhaltung sowie zur verkehrstechnischen Abfertigung der Flugzeuge nötig sind: Flugzeughallen, kleinere Werkstätten, Tankanlagen, Flugsteige, Abfertigungsgebäude für das Verkehrsgut und Betriebsräume für den eigentlichen Flugbetrieb. Die Gruppierung all dieser Anlagen muß so sein, daß die Flugzeuge möglichst wenig und kurze Wege zurückzulegen haben und daß die Reisenden und die Fracht schnell und sicher abgefertigt werden können. Es ergeben sich hierbei zwei charakteristische Gesichtspunkte, je nachdem der Flughafen vorwiegend für den Durchgangs- oder Endverkehr dient. Bei einem Flughafen für Durchgangsverkehr gestaltet sich die Abfertigung der Flugzeuge am einfachsten, da die Mehrzahl der angekommenen Flugzeuge ihre Fahrt fortsetzen kann. Bei einem Flughafen für Endverkehr sind zahlreiche Bewegungsvorgänge endender und anfangender Flugzeuge in Kauf zu nehmen, die so geleitet werden müssen, daß die Übersichtlichkeit und schnelle Durchführung der Bewegungen nicht leidet.

Der dem Rollfelde, also der Fläche für Bewegungsvorgänge 1. Ordnung am nächsten liegende Teil der Fläche für Bewegungsvorgänge 2. Ordnung ist der Flugsteig, an den die Flugzeuge zur Übernahme des Verkehrsgutes gebracht werden müssen. Die Rücksicht auf die Sicherheit der Reisenden verlangt heute noch besondere Maßnahmen, um Beschädigungen von Menschen durch die Bewegungen der Flugzeuge und der Propeller zu verhindern. In dieser Beziehung sind die Pontons oder Anlegesteige bei Seeflughäfen bahnsteigartige Anlagen, die den Reisenden den größten Schutz bieten. In ähnlicher Weise wird durch hochliegende Zungenflugsteige auch bei Landflughäfen dem Publikum gesicherter Zugang zum Flugzeug geboten werden müssen. Solange das nicht der Fall ist, muß unter erheblichem Personalverbrauch das Reisepublikum zum Ein- und Aussteigen begleitet werden.

Vor allem bei Durchgangsflughäfen muß während des Aufenthalts der Flugzeuge am Flugsteig Gelegenheit zur Ergänzung der Betriebsstoffe oder zum Tanken gegeben werden. Weiterhin sind in der Nähe der Flugzeughallen Tankstellen vorzusehen. Bei der Herrichtung leistungsfähiger und betriebsicherer Tankanlagen sind weniger Konstruktionsschwierigkeiten zu überwinden, da mittels Unterflurzapfstellen und



1=Flugsteig für Durchgangs-, End- u. Anfangsverkehr ■ Zapfstellen für Betriebsstoffe

Abb. 9. Bauliche Ausbildung der Fläche für Bewegungsvorgänge 2. Ordnung. Flughafen Halle-Leipzig mit vorwiegend Durchgangsverkehr.

Leitungen die Betriebstoffe nach jeder Stelle der Flugsteige und -hallen geleitet werden können, als vielmehr Gefahrquellen zu beseitigen. Benzin- oder Benzoldampf gibt mit Sauerstoff der Luft gemischt bei einer bestimmten Zusammensetzung ein explosives Gasgemisch. Die Betriebsstoffe müssen also so gelagert werden, daß die Möglichkeit einer Explosion ausgeschaltet ist. Diese Frage ist heute weitgehend gelöst, wobei die überall durchgeführte unterirdische Lagerung der Brennstoffe günstig wirkt. Da in internationalen Flughäfen fast jeder Motor ein anderes Betriebstoffgemisch gebraucht, so sind besondere Vorrichtungen notwendig, um die jeweilige Zusammensetzung des Brennstoffs liefern zu können.

Alle Flächen, auf denen sich das Publikum bewegt, sowie Gepäck, Post und Fracht verladen werden muß, bedürfen einer guten Befestigung. Zu den Flugsteigen müssen in organischem Zusammenhang das Ab-

[3]) „Aviation" vom 29. 12. 28, Heft 27, S. 2108.
[4]) „Eng. News-Rec.", Band 101, S. 89 vom Juli 1928.
[5]) „Aviation" vom 6. 10. 1928, Heft 50, S. 1094. Arthur Ford, „Airport-Lighting".

fertigungsgebäude und die Flugzeughallen stehen, da sie gleichsam die Mittler für die verkehrliche Benutzung und betriebsichere Bereitstellung der Flugzeuge darstellen. Es bedarf eingehender betriebswissenschaftlicher Untersuchungen, um für die Durchgangs- und Endflughäfen grundsätzlich richtige Lösungen für einen wirtschaftlichen Betrieb und eine reibungslose Abwicklung des Verkehrs in der Nähe des Abfertigungsgebäudes und der Flugzeughallen zu finden. Ganz allgemein aber sollte die Anlage für die verkehrstechnische Abfertigung getrennt von den Flughallen angelegt werden, erstens damit die Verkehrsabfertigung nicht

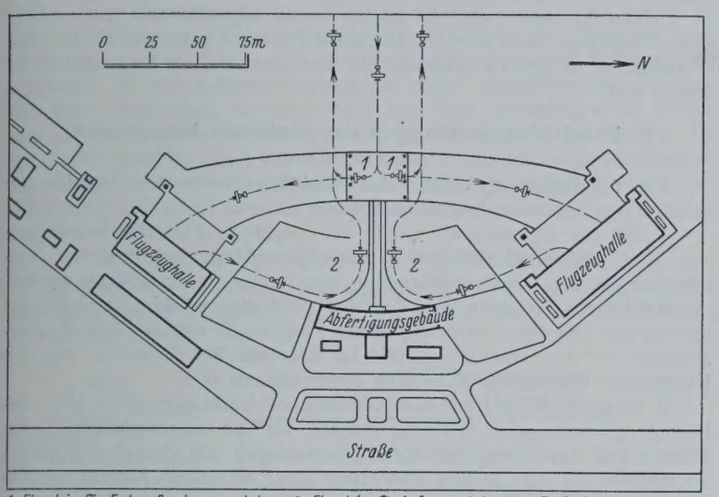


Abb. 10. Bauliche Ausbildung der Fläche für Bewegungsvorgänge 2. Ordnung. Flughafen Hamburg mit vorwiegend Endverkehr.

behindert wird durch die technische Abfertigung, und zweitens damit grundsätzlich Arbeiten am Flugzeug unter klarer Arbeitsteilung von den verschiedenen Personalgruppen erledigt werden können.

Als Beispiel für eine zweckmäßige Gruppierung der Baulichkeiten in der Fläche für Bewegungsvorgänge 2. Ordnung für einen Flughafen mit vorwiegendem Durchgangsverkehr ist in Abb. 9 der Flughafen Halle-Leipzig dargestellt und mit vorwiegendem Endverkehr in Abb. 10 der

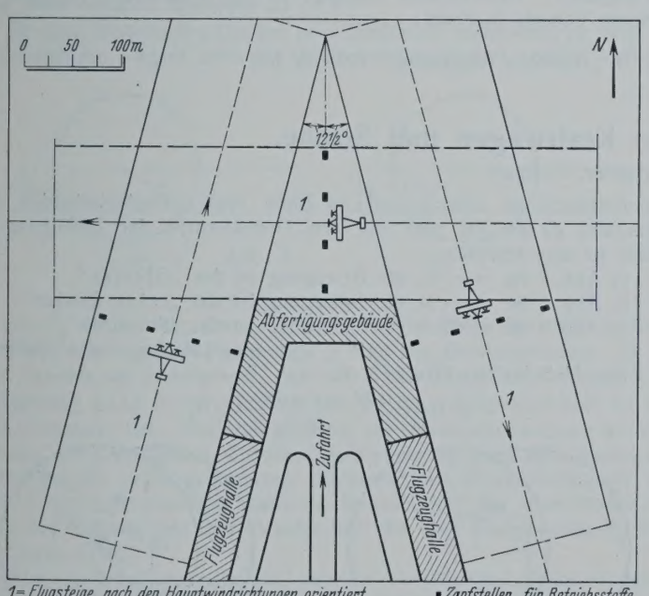


Abb. 11. Bauliche Ausbildung der Fläche für Bewegungsvorgänge 2. Ordnung. Flughafen nach französischem Vorschlag.

im Bau befindliche Flughafen Hamburg. Aus den eingezeichneten Bewegungsbahnen der Flugzeuge ist zu erkennen, daß die verschiedenen Bewegungs- und Abfertigungsvorgänge sich wenig behindern und schnell abwickeln können. In der Lage der Flugzeughallen zum Abfertigungsgebäude weist Hamburg die zweifellos bessere Lösung auf, denn hier haben Abfertigungsgebäude und Hallen in gleicher Weise genügend Erweiterungsmöglichkeiten, ohne daß die Verbindung zwischen beiden erschwert ist. Ein in Abb. 11 wiedergegebener französischer Vorschlag zeigt eine interessante Orientierung der Flugsteige nach der Windrichtung. Der Flugsteig ist ähnlich der Abb. 4 mit Abfertigungsgebäude weit nach der Platzmitte vorgeschoben, so daß von den Flugsteigen aus die Flugzeuge ohne Richtungsänderung zum Start abrollen können.

Als Beispiel für die Raumverteilung eines Abfertigungsgebäudes ist in Abb. 12 das Gebäude des Flughafens Köln dargestellt. Es ist zu erkennen, daß die eigentlichen Verkehrsräume wie Vorhalle, Fahrkartenschalter und Warteräume erheblich zurücktreten gegenüber den Diensträumen für Verwaltung und Betrieb. Zum Teil erklärt sich dieses Verhältnis aus einer heute noch vielfach bestehenden starken Zersplitterung der auf den Flughäfen zu leistenden Arbeiten auf vier verschiedene Stellen, dann aber auch aus der verhältnismäßig geringen Verkehrsdecke, die der Luftverkehr zu bedienen hat. Flugbetriebstechnisch zusammenhängende Gebiete wie Flugsicherung, Abfertigung, Wetter- und Funkdienst, sowie

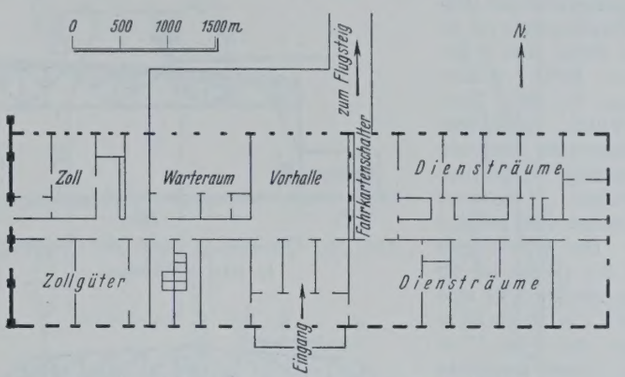


Abb. 12. Abfertigungsgebäude des Flughafens Köln.

Flughafenbetrieb werden in verschiedenen Ländern von selbständigen und organisatorisch voneinander unabhängigen Dienststellen im Raum des Flughafens erledigt, so daß die rationelle Ausnutzung der Kräfte in keiner Weise möglich ist.

Eine gedrängtere Form eines Abfertigungsgebäudes zeigt Abb. 13 für das Gebäude des Flughafens Croydon (London)[6]). Die Verkehrwege sind hier klar den Reisenden vorgezeichnet in Ankunft und Abfahrt, die Räume für Fracht bereits losgelöst von der Personenabfertigung und nach Empfang und Versand getrennt. Die Diensträume befinden sich in der Hauptsache über dem Erdgeschoß. Die Grundrißanordnung muß vom verkehrstechnischen Standpunkt aus als besonders zweckmäßig angesprochen werden, da der Reisende auf dem Wege zum Flugsteig zwangläufig an allen für ihn wichtigen Räumen vorbeigeführt wird und auch

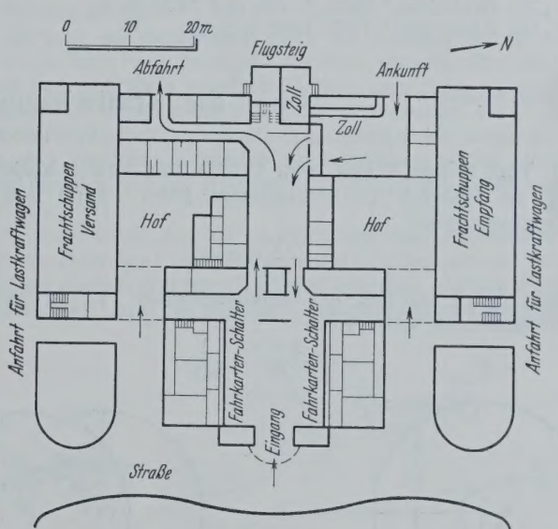


Abb. 13. Abfertigungsgebäude des Flughafens Croydon (London).

die Zollabfertigung sich organisch den übrigen Räumen anpaßt. Diese Tiefenausdehnung des Abfertigungsgebäudes hat gegenüber der Lösung in der Breite auch noch den Vorzug, daß das Gebäude die Einschwebezone der Flugzeuge möglichst wenig beengt.

Die größten Gebäude eines Flughafens sind die Flugzeughallen, die dem technischen Betrieb dienen zur Unterbringung der Flugzeuge und Vornahme von kleinen Reparaturen. Auch mit der Zunahme der Abmessungen der Flugzeuge werden auf bestimmten Flughäfen Hallen für Überholungen nicht entbehrt werden können, da im Interesse der Betriebsicherung alle Ausbesserungsarbeiten mit besonderer Sorgfalt unter Dach und Fach durchgeführt werden müssen. Auf kleinen Flughäfen

[6]) „The Aeroplane" vom 9. 5. 28, Nr. 19, 660.

und Zwischenstationen werden die Hallen mit der Zeit entbehrt werden können, soweit sie nicht zum Unterstellen von Leicht- und Kleinflugzeugen notwendig sind.

Vom Standpunkte des Flugbetriebs und der Ausbesserungsarbeiten müssen die Hallen besonderen Anforderungen genügen. Zu jeder Halle gehört ein breites befestigtes Vorfeld, auf dem die Flugzeuge zeitweise aufgestellt und rangiert werden können. Ein großer stützenfreier Raum muß überbaut und durch große freie Toröffnungen zugänglich sein. Die Rücksicht auf den Flugbetrieb verlangt möglichst niedrige und flache Hallen, um das Einschweben der Flugzeuge möglichst wenig zu behindern. Die Größe der Hallen richtet sich nach den Spannweiten der aufzunehmenden Flugzeuge, die heute 50 bis 60 m betragen. Es sind Flugzeughallen mit lichten Toröffnungen bis zu 80 m Breite und 9 bis 12 m Höhe gebaut worden bei 40 m Tiefe der Hallen. Am zweckmäßigsten ist die große rechteckige Halle zur Aufnahme mehrerer Flugzeuge vom größten Typ. Der schwierigste Teil der Hallen ist die Torkonstruktion, da eine Fläche von 60 bis 80 m Länge und 9 bis 12 m Höhe schnell und leicht geöffnet und geschlossen werden muß. Am besten bewährt haben sich Falttore, nicht Schiebetore, die in geöffnetem Zustande über die Halle hinausragen und so das Einschwebefeld zeitweise einengen. In der gemäßigten Zone sind alle Hallen mit Heizung zu versehen. Über die konstruktive Durchbildung der Flugzeughallen sind in der Literatur eingehende Abhandlungen über zum Teil ausgezeichnete Lösungen erschienen[7]).

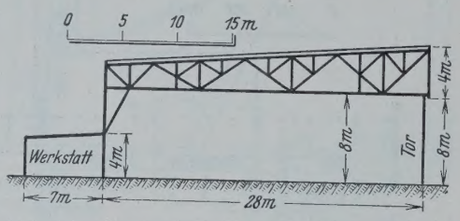


Abb. 14, Querschnitt durch die Flugzeughalle in Kiel-Voßbrook.

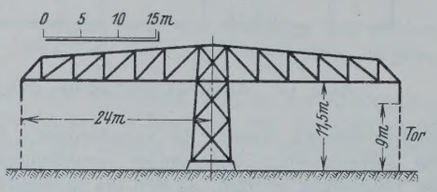


Abb. 15. Querschnitt durch die Ford-Flugzeughalle in Detroit.

Eine betriebs- und bautechnisch günstige Lösung stellt die in Abb. 14 dargestellte Flugzeughalle des Flughafens Kiel-Voßbrook[8]) mit 35×8 m lichter Toröffnung dar und die Ford-Flugzeughalle in Detroit[9]) nach Abb. 15 mit 120×9 m lichter Toröffnung. Letztere Halle bietet eine sehr interessante Lösung für die schwierige Ausbildung der Torseite. Die Tragkonstruktion für das Dach besteht aus vier kräftigen Mittelstützen und beiderseitigen Auslegebindern bis zu den Außenlängsseiten. Dadurch wird für die Einfahrt der Flugzeuge in die Halle und auch für die Längsbewegung innerhalb der Hallen eine große Bewegungsfreiheit erzielt.

Ganz allgemein wird wie bei allen Verkehrsanlagen bei den Flächen für die Bewegungsvorgänge 1. und 2. Ordnung auf Erweiterung der Anlagen besonders Rücksicht zu nehmen sein. Die Betriebserfahrungen im Luftbetrieb sind noch in keiner Weise abgeschlossen, auch ist für einen Flughafen noch nicht zu übersehen, welchen betrieblichen Zwecken er endgültig im großen kontinentalen und transozeanen Luftverkehrsnetz dienen soll.

4. Entwicklungsrichtung in der baulichen Ausgestaltung von Flughäfen.

Für die Weiterentwicklung der Flughäfen lassen sich folgende Gesichtspunkte zusammenfassend aufstellen:

1. Mit der Zunahme der Größe der Flugzeuge wird eine Befestigung der Start- und Landebahnen in Verbindung mit konstruktiven Verbesserungen der Landevorrichtungen der Flugzeuge notwendig werden.

2. Mit der Zunahme des Verkehrs wird eine scharfe Trennung der technischen Abfertigungsarbeiten an den Flugzeugen von den Abfertigungsarbeiten für den Verkehr sowohl im Interesse der Sicherheit für den Flugbetrieb wie für die Reisenden durchzuführen sein.

3. Eingehende betriebswissenschaftliche Untersuchungen über die Bewegungsvorgänge 2. Ordnung müssen für die zweckmäßigste Gruppierung und Ausbildung der Abfertigungsanlagen die Grundlagen geben. Sie werden bei der großen Bedeutung einer schnellen Abfertigung mit dem Ziel durchgeführt werden müssen, Kreuzungen von Bewegungen möglichst zu vermeiden und die Arbeiten möglichst wirtschaftlich zu gestalten.

4. In verkehrstechnischer Hinsicht wird eine Trennung zwischen dem Personenverkehr einerseits und dem Post- und Frachtverkehr anderseits rechtzeitig vorzunehmen sein, wenn der Verkehrsumfang es erfordert. Genügend freie Fläche für die spätere Durchführung dieser Trennung ist vorzusehen. Auch eine Gliederung der Flugsteige nach Nah- und Fernverkehr im Sinne der Luftabmessungen ist ins Auge zu fassen. Im Interesse der Sicherheit der Reisenden sollten auf Landflughäfen erhöhte Flugsteige ähnlich gesicherte Standorte bieten wie die Anlegestege bei Seeflughäfen. Unterirdische Zugänge zu den Flugsteigen kommen bei dichtem Verkehr in Frage.

[7]) „Die Bautechnik“ 1928, S. 294 und 1929, S. 22.
[8]) „Die Bautechnik“ 1929, Heft 2, S. 22.
[9]) „Deutsche Bauzeitung“ 1928, S. 102.

Alle Rechte vorbehalten.

Über die Kraftwirkung zwischen Kraftwagen und Straße.

Von Professor **Karl J. Kriemler**, Stuttgart.

I. Vom reinen Rollen, vom Gleiten und vom Schlüpfen.

Legt das Automobil bei gleichförmiger Fahrt V km/h zurück, so ist seine Geschwindigkeit

$$v = \left(\frac{V}{3{,}6}\right) \text{m/sek.}$$

Macht dabei das Rad n Umdrehungen/min, so ist seine Drehgeschwindigkeit um seine Achse

$$\omega = \frac{2\pi n}{60} \quad \frac{1}{\text{sek}}.$$

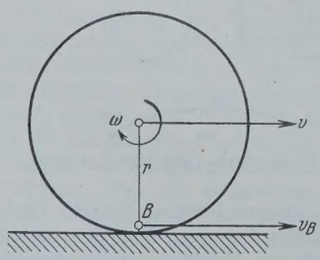


Abb. 1.

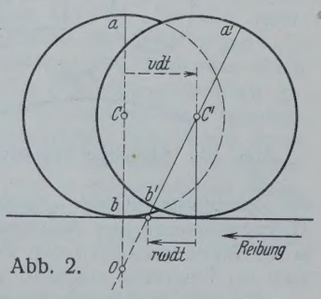


Abb. 2.

Die Geschwindigkeit des Punktes B des Radumfanges, der augenblicklich mit der Straße in Berührung ist, ist (Abb. 1)

$$v_B = v - r\omega;$$

wenn sie positiv ist, hat sie den Pfeilsinn von v, d. h. den der Fahrt. Man denke sich auf das Rad den augenblicklich rechtwinklig zum Boden stehenden Durchmesser farbig aufgemalt. Im nächsten Augenblick wird dieser farbige Durchmesser sich fortbewegt und schiefgestellt haben. Je nach der Lage O des Schnittpunktes der zwei Stellungen dieses Durchmessers zu Anfang und zu Ende eines verschwindenden Zeitelementes dt sek hat man die drei Grundformen der Bewegung des Rades zu unterscheiden:

In Abb. 2 ist $v > r\omega$, die Bewegung ist das „Gleiten“.
In Abb. 3 ist $v = r\omega$, die Bewegung ist das „reine Rollen“.
In Abb. 4 ist $v < r\omega$, die Bewegung ist das „Schlüpfen“ oder „Mahlen“ oder „Spinnen“.

Das Maß für das Gleiten ist

$$100 \cdot \frac{v\,dt - r\omega\,dt}{v\,dt} = \alpha\,\%;$$

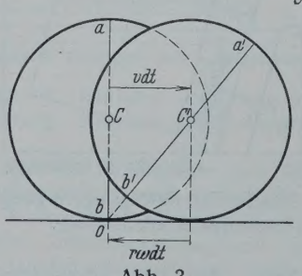


Abb. 3.

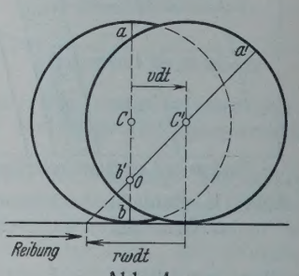


Abb. 4.

das Maß für das Schlüpfen ist

$$100 \cdot \frac{r\omega\,dt - v\,dt}{r\omega\,dt} = \beta\,\%.$$

Wenn auf der Fahrt der Abstand zweier Stationen s m ist, dann ist auf diesem Weg die Anzahl Umdrehungen des Rades beim reinen Rollen

$$\frac{s}{2\pi r},$$

beim Gleiten aber herabgemindert

$$\frac{s\left(1-\frac{\alpha}{100}\right)}{2\pi r},$$

beim Schlüpfen hingegen vergrößert

$$\frac{s}{2\pi r\left(1-\frac{\beta}{100}\right)}.$$

Beim Gleiten ist die Reibung der Straße am Rade rückwärts gerichtet, beim Schlüpfen ist sie vorwärts gerichtet, beide Male nimmt sie den Größtbetrag an. Beim reinen Rollen, wo O in der Fahrbahn liegt, ist Reibung der Ruhe. In der Ruhe wird nur soviel Reibungskraft ausgelöst, als zur Aufrechterhaltung der Ruhe erforderlich ist, sie kann alle Werte annehmen zwischen Null und dem größtmöglichen Betrag, und sie kann vorwärts oder rückwärts gerichtet sein, je nachdem die Ruhe den Charakter eines latenten Schlüpfens oder eines latenten Gleitens hat. Beim rein rollenden Treibrad ist latentes Schlüpfen, beim rein rollenden Laufrad ist latentes Gleiten vorhanden.

II. Vom größtmöglichen Betrag der Reibung.

Überträgt das betrachtete Rad den Normaldruck N kg auf die Straße, und ist μ die Reibungszahl, so ist der größte Wert, den die Reibung überhaupt annehmen kann:

μN kg.

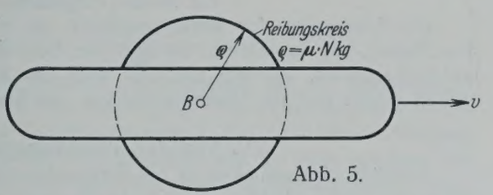


Abb. 5.

In Abb. 5 ist die Draufsicht auf ein Rad gezeichnet, und um den theoretischen Berührungspunkt B ist ein Kreis gezeichnet mit dem Halbmesser $\varrho = \mu N$ kg. Die Reibung kann irgend ein Strahl in diesem Kreise sein.

Fährt nun das Auto mit allen Rädern auf einer quer zur Fahrt geneigten Fahrbahn, so muß die Tangentialkomponente der vom Rad übertragenen Schwere von einer quer gerichteten Reibungskomponente R_q aufgenommen werden (Abb. 6).

Beim rollenden Rad mit latentem Gleiten ist R_g der in diesem Fall noch zur Verfügung stehende größte Betrag der Reibung in der Fahrtlinie, beim latenten Schlüpfen ist er R_s.

Ist aber tatsächliches Gleiten oder Schlüpfen vorhanden, so kann ein Abrutschen des Wagens nach der Quere nicht verhindert werden, es bleibt

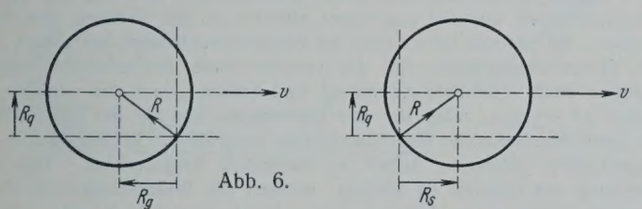


Abb. 6.

für ein R_q nichts übrig, denn R_g bezw. R_s sind dann ohne weiteres die in der Fahrtlinie liegenden Halbmesser μN kg des Reibungskreises. Es besteht nämlich das Naturgesetz, daß bei vorhandener Geschwindigkeit v_B die Reibung ganz in der Richtung von v_B ihr entgegengerichtet ist und ihren Größtwert hat. Nach der Richtung der Querbeschleunigung ist keine Reibung mehr vorhanden, die Querbeschleunigung kann unbehindert eintreten; sie ist beim gebremsten Hinterrad eine Erscheinungsform des „Schleuderns", sofortiges Lösen der Bremse stellt das reine Rollen und damit die Reibung der Ruhe wieder her, die eine Komponente R_q nach der Quere zuläßt.

Ähnliche Zustände treten auf, wenn in einer Kurvenfahrt das Hinterrad gebremst wird oder das Vorderrad ins „Schieben" kommt; im ersten Fall kommt der Wagen ins „Schleudern", im zweiten Fall ins „Schwimmen", wobei er der Lenkung nicht mehr gehorcht.

Ich habe eine Brücke gekannt, bei der die Klötzchen des Holzpflasters durch das latente Schlüpfen der Treibräder in dem rechten und in dem linken Fahrstreifen nach entgegengesetzten Seiten schief gestellt worden waren.

III. Vom Lenken des Kraftwagens.

Das Kurvenfahren im Grundriß wird dadurch ermöglicht, daß die vorderen Räder gegen die Achse schief gestellt werden können, und daß durch das Ausgleichgetriebe in der Achse der hinteren Räder diese ungleiche Drehgeschwindigkeiten annehmen können. Sofern die Reibung zwischen Bahn und Laufrädern genügt, rollen diese, wenn sie schiefgestellt worden sind, seitlich in ihrer eigenen Ebene hinaus; nur wenn die Reibung nicht genügt, werden sie noch dazu rechtwinklig zu ihrer Ebene „geschoben" (Abb. 7).

Vergleichshalber sei folgendes Beispiel herangezogen (Abb. 8):

Ein wagerecht in seiner eigenen Achsenlinie fliegender gerader Stab treffe auf eine lotrechte, gegen die Stabachse schräg gestellte feste, aber vollkommen glatte Wand auf. Durch den Stoß entsteht der Rückdruck

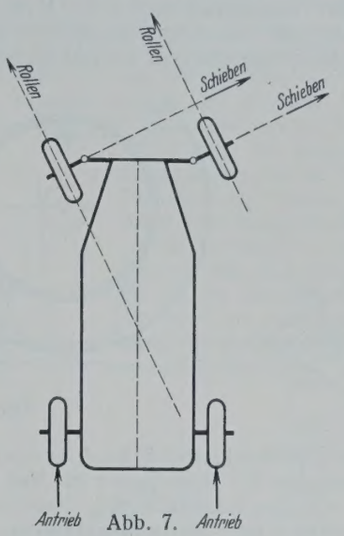


Abb. 7.

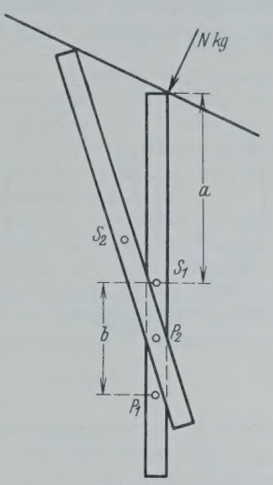


Abb. 8.

N kg, und die Spitze rutscht entlang der Wand seitlich ab. Der einzige Punkt des Stabes, der bei diesem Vorgang noch weiter geradeaus fliegt, ist der Punkt P, dessen Abstand vom Schwerpunkte S die Größe hat

$$b = \frac{\varrho^2}{a},$$

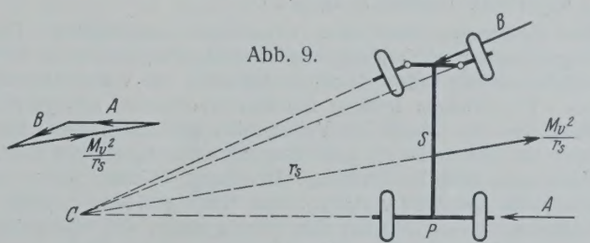
worin ϱ der Trägheitshalbmesser der Masse des Stabes um seinen Schwerpunkt ist. Dieser Punkt P wird der Prellpunkt genannt.

Beim Kraftwagen ersetzen die schräg gestellten Vorderräder die schräge Wand, sofern genügende Reibung das Abschieben verhindert. Auch beim Kraftwagen gibt es einen Prellpunkt; er ist aber nach einem anderen Gesetz aufzusuchen, weil beim Kraftwagen, sobald die Hinterräder infolge der Prellung hinausschleudern wollen, diese durch eine neu hinzukommende quergerichtete Reibungskraft abgefangen werden, vorausgesetzt, daß die Reibung genügt.

Die Drehung der Vorderräder durch die Lenkung erzeugt zwischen Rad und Straße bohrende Reibung. Da beim rollenden Rad die Unebenheiten von Rad und Straße keine Zeit haben, ganz innig ineinander einzudringen, so ist während der Fahrt das zum Drehen der Vorderräder gegen die bohrende Reibung erforderliche Moment am Lenkrade kleiner, als wenn man sie beim stehenden Wagen drehen wollte. Man sieht, warum am Eingang und am Ausgang einer Kurve die Straßenoberfläche sehr notleidet.

Vorstehendes bezog sich auf die Einleitung einer Kurvenfahrt. Wenn die Fahrt als Dauerfahrt in der Kurve weitergehen soll, so erfährt der Prellpunkt als einziger eine korrekte Kreistranslation, und der Wagen dreht sich dabei um ihn. Unter den üblichen Umständen kann als Prellpunkt P der

Abb. 9.



Mittelpunkt der Hinterachse gelten. Ist M die Masse des Wagens mit allem Zubehör, so müssen die Rückdrücke A und B der Straßenoberfläche mit ihren Grundrissen der eingezeichneten Fliehkraft das Gleichgewicht halten (Abb. 9). Wie sich A und B auf die Räder einer Achse einzeln verteilen, hängt von der Höhenlage des Schwerpunktes S über der Straße ab. Streng genommen müßte auch das Gleichgewicht im Querriß in der Ebene der Hinterachse und das im Querriß in der Ebene der Vorderachse untersucht werden, es ist diese Untersuchung schon wegen der Feststellung der Kippsicherheit erforderlich.

Genügt die Reibung für die Grundrißkräfte A und B nicht, so schiebt der Wagen als Ganzes zur Kurve hinaus. An Reibung ist dabei nur verfügbar, was im Reibungskreis Abb. 6 nicht schon verwendet ist.

IV. Vom Rollwiderstande.

In den vorstehenden Betrachtungen ist streng genommen für r nicht der geometrische Halbmesser r_a des Radumfanges, sondern ein wegen der Abflachung des Reifens verkleinerter Halbmesser einzusetzen. Beim reinen Rollen wird das Material des Reifens bei I (Abb. 10) mit der abwärtsgerichteten Geschwindigkeit v_I angeliefert, es wird elastisch auf den kleineren Halbmesser gestaucht; entsprechend kann es bei II mit der aufwärtsgerichteten Geschwindigkeit v_{II} der Zusammenpressung entweichen und wieder aufquellen. Von I bis B ist, verglichen mit der gleichförmigen

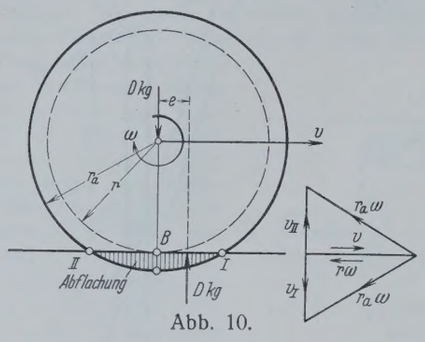


Abb. 10.

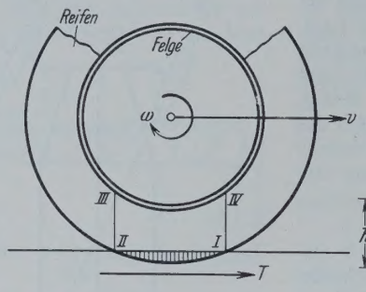


Abb. 11.

Verteilung des Normaldruckes, ein Überdruck, von B bis II ist Unterdruck. Die Resultante des Rückdruckes der Bahn gegen das Rad bekommt dadurch eine Versetzung vor den Radmittelpunkt. Man nennt das Moment De kgm das Moment des Rollwiderstandes, es wirkt der vorhandenen Drehgeschwindigkeit ω entgegen und ist sowohl beim Laufrad als auch beim Treibrad vorhanden.

Das Material, das bei II der Stauchung entweicht, schießt über das Ziel hinaus und kommt dadurch in innere Schwingungen nach Art der Schallschwingungen; sie gehen bald in Wärmeschwingungen über, die Reifen werden bei der Fahrt warm.

Die Treibräder geraten noch dazu in eine zweite Art innerer Schwingungen. Das unterste Element des Reifens des Treibrades (Abb. 11) erfährt zwischen Felge und Straße eine Eckung. Die Diagonale $IV—II$ wird gestaucht, die Diagonale $I—III$ wird gestreckt. Das Moment $T\,h$ dreht dem ω entgegen, die innere Arbeit ist $T\,h\,\gamma$ kgm. Auf 1 cm des Umfanges entfallen davon

$$\frac{T\,h\,\gamma \text{ kgm}}{I\,II \text{ cm}},$$

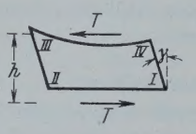
und weil in der Sekunde an Umfang

$$\omega\, r \frac{\text{cm}}{\text{sek}}$$

angeliefert werden, so ist der sekundliche Arbeitsverlust

$$\frac{\omega\, r}{I\,II} \cdot T\,h\,\gamma \frac{\text{kgm}}{\text{sek}} = \frac{1}{75} \cdot \frac{\omega\, r}{I\,II} \cdot T\,h\,\gamma \text{ PS}.$$

Sobald das unterste Element vom Boden wieder freikommt, schießt die rückgängig werdende Verformung über das Ziel hinaus, es entstehen zuerst elastische Schwingungen, die in molekulare Wärmeschwingungen übergehen. Der Reifen wird warm. Allseits wird die Erfahrung berichtet, daß der durch Walkarbeit warmgewordene Reifen aus Gummi starrer wird. Beim laufenden Wagen soll z. B. in Abb. 10 die Strecke $I—II$ kürzer sein als beim stehenden Wagen; dadurch wird natürlich während der Fahrt der Einheitsdruck auf die Straße vergrößert.



Die Erwärmung der Reifen geschieht auf Kosten der Pferdestärken des Motors, die in Wärme übergeführte Leistung wird mit zum Rollverlust gezählt, zu dem natürlich auch die Reibungswärme der Radachsen gehört und die Widerstandsarbeit des Rollmomentes von Abb. 10.

V. Von den Pendelungen.

Zufällige Unebenheiten in der Straßenoberfläche, zu überschreitende Schwellen, grobes Anfahren und grobes Bremsen veranlassen Pendelungen des Wagens in seinen Federn. Mit den Pendelungen verbunden sind Trägheitswirkungen, die hammerschlagartig die Fahrbahn angreifen. Passiert das bei jedem Wagen, der vorbeikommt, so ist die Fahrbahn bald zerstört.

Alle Rechte vorbehalten.

Wirtschaftliche Linienführung von Kraftverkehrsstraßen.

Von Dr.-Ing. **E. Neumann**, Professor an der Technischen Hochschule Stuttgart.

Die alte Schule des Straßenbaues hat bei der Linienführung auf die Zugkraft von Zugtieren Rücksicht nehmen müssen. Diese ist begrenzt. In Steigungen muß damit gerechnet werden, daß das Zugtier einen Teil seiner Zugkraft aufwenden muß, um sein Eigengewicht aufwärts zu bewegen. Auf steilen Strecken steht Gewicht der Nutzlast zum Gewichte des Zugtieres und des Wagens in einem sehr schlechten Verhältnis. Eine wirtschaftliche Linienführung verlangt daher nach dem bekannten Gesetze von Launhardt, daß bei richtiger Anordnung gleichzeitig der Nutzladung wie der Ansteigung sich die Nutzlast zum Gewichte des unbeladenen Fuhrwerkes einschließlich seiner Bespannung bei Bergfahrten verhalten muß wie die Steigung zu dem Fahrwiderstand

$$\frac{Q}{Q_0 + G} = \frac{s}{K}.$$

Q = Nutzlast, Q_0 = Wagengewicht, G = Gewicht des Pferdes, s = Steigung in %, K = Fahrwiderstand in kg f. 1 t.

Der Kraftwagen hat diese Grundlagen umgestaltet. Der hohe Leistungsüberschuß im Kraftwagenmotor ermöglicht, auch starke Steigungen mit verhältnismäßig hohen Geschwindigkeiten bei voller Auslastung zu nehmen. Ein etwaiger höherer Betriebstoffverbrauch schlägt nicht sehr zu Buch, weil der Motor bei Vollast den geringsten spez. Brennstoffverbrauch hat und außerdem unter den anderen Unkosten des Kraftwagens, wie Verzinsung und Abschreibung, Bereifung, Führer, Steuer und Versicherung, der Brennstoffverbrauch nur einen geringen Einfluß auf die Betriebskosten ausübt. Es hat sich herausgestellt, daß infolgedessen die Fahrzeit die Wirtschaftlichkeit eines Kraftwagens beeinflußt, d. h. welche Zeit er braucht, um zwischen zwei Ortschaften eine Last zu befördern, d. h. die tkm-Leistung in der Zeiteinheit. Es ist dann diejenige Linie im Vergleich mit anderen die wirtschaftlichste, die die kürzeste Fahrzeit hat. Dabei scheiden dann Steigungen und sogar verlorene Steigungen aus. Es gilt also nunmehr, die Grundlagen für die Fahrzeitberechnung zu geben.

Theoretische Grundlagen. Bei der Betrachtung sollen die Personenwagen, soweit sie nicht dem Massenverkehr dienen, ausscheiden und nur Lastkraftwagen, die dem Güterverkehr und Personenverkehr als Kraftomnibusse dienen, herangezogen werden. Man wird für eine Straßenanlage eine bestimmte Kraftwagenart auswählen, deren Leistungscharakteristik bekannt ist, d. h. die Leistung, die der Motor bei einer bestimmten Umdrehungszahl und Gang aufweist. Kennt man die Leistung, die der Wagen bei voller Auslastung zur Überwindung des Fahrwiderstandes und der Steigung aufwenden muß, dann kann aus dem Fahrbild auf die Fahrgeschwindigkeit und bei gegebener Strecke auf die Fahrzeit geschlossen werden. Es läßt sich ferner auch der Brennstoffverbrauch berechnen, wenn die Verbrauchseinheiten für die verschiedenen Auslastungsverhältnisse gegeben sind. Um Fahrwiderstand und Steigung auf die gleiche Maßeinheit zu bringen, wird für den Kraftwagen die aus der Linienführung der Eisenbahn bekannte Widerstandshöhe eingeführt. Es wird die auf der Wagerechten geleistete Arbeit in Hubarbeit umgerechnet. Um diese Rechnung durchführen zu können, müssen die Widerstandswerte für die einzelnen Pflasterarten bekannt sein. Sie betragen in kg für 1 t nach neueren amerikanischen Untersuchungen

Pflasterart	w kg/t
Beton	= 12,7
Asphalttränkmakadam, etwa .	= 30,0
Stampfasphalt — Sandasphalt	= 12,5
Beton mit 1 cm Asphaltbelag	= 22,5
Steinschlagstraße, gut . . .	= 30,0
Teermakadam, angenommen zu	= 25,0.

Handelt es sich um Lastkraftwagen mit Anhänger, von denen der Triebwagen einen Laufwiderstand w_1 und ein Gesamtgewicht Q_1, der Anhänger den Laufwiderstand w_2 und Gesamtgewicht Q_2 hat, dann ist der mittlere Laufwiderstand

$$w = \frac{Q_1\, w_1 + Q_2\, w_2}{Q_1 + Q_2}.$$

Diese Werte werden hier angeführt, da sie für die folgenden Berechnungen gebraucht werden. Krümmungswiderstände sollen nicht berücksichtigt werden. Die Widerstandshöhe ist dann für die Strecke l_1

$$h_w = 0{,}001\, w_1\, l_1 \text{ tm}.$$

Hierzu treten noch die wirklich zu ersteigenden Höhen h_s. Die maßgebende Arbeitshöhe beträgt alsdann

$$H = h_w + h_s.$$

Die zu leistende Zugförderungsarbeit würde jetzt dieselbe sein, die der Motor eines Lastwagens zu leisten hat, der keinen Fahrwiderstand, sondern nur auf der Strecke l_1 die Höhe H zu erklimmen hat. Für diesen

Fall kann das Steigungsverhältnis p_i berechnet werden. $p_i = \frac{H}{l_1}$. Die Höhe H ist für 1 t errechnet. Die Zugförderungsarbeit muß daher noch um das Gewicht des Lastzuges in t vermehrt werden.

Die Zugförderungsarbeit muß vom Kraftwagenmotor geleistet werden. Die Leistung des Motors in PS bei den verschiedenen Gängen und Geschwindigkeiten werden aus den Fahrlinien entnommen, die für jeden Motor bekannt sind. Der Leistungsüberschuß des Motors, der bei den verschiedenen Gängen zur Überwindung von Steigungen ausgenutzt werden kann, wird in besonderen Steigungslinien dargestellt, die sich aus der Formel errechnen:

$$s\,\% = \frac{3{,}6 \cdot 75\, L_s \cdot 100}{Q \cdot V}.$$

L_s ist der Leistungsüberschuß in PS;
V ist die Fahrgeschwindigkeit in km/h.

Diese Steigungslinien lassen die tatsächlichen Steigungen erkennen, die der Wagen vollausgelastet bei den verschiedenen Schaltgängen nehmen kann. Luftwiderstand und Rollverluste sind dabei von der Motorleistung abgezogen. Da in den vorhergehenden Ausführungen eine Steigung p_i als Maßstab für die Zugförderungsarbeit einschließlich des Fahrwiderstandes angenommen ist, würde es entsprechen, wenn aus dem Fahrdiagramm des Kraftwagenmotors für die volle Leistung nach Abzug des Luftwiderstandes ein Steigungsdiagramm entworfen würde. Die Steigung würde sich nach der Formel errechnen

$$p_i\,\% = \frac{L \cdot 3{,}6 \cdot 75 \cdot 100}{Q \cdot V}.$$

In dieser Formel ist L die gesamte Motorleistung bei der Geschwindigkeit V km/h nach Abzug des Luftwiderstandes. Der in der angenommenen Steigung p_i ausgedrückten Zugförderungsarbeit steht jetzt die als Steigung ausgedrückte Leistung des Motors gegenüber, und es kann nunmehr aus dem Steigungsdiagramm, in dem die Steigungen als Ordinaten, die Fahrgeschwindigkeiten km/h als Abszissen aufgetragen sind, entnommen werden, bei welcher Fahrgeschwindigkeit der Kraftwagen die Arbeit leistet, woraus wieder die Fahrzeit errechnet werden kann.

Um die Fahrzeit unmittelbar zu erhalten, wird noch eine Umrechnung empfohlen. Die Neigung p_i ist in %, also auf 100 m Länge angegeben. Aus der Fahrgeschwindigkeit für die verschiedenen p_i kann nunmehr auf die Fahrzeit in sek selbst geschlossen werden. Die Leistung p_i in tm wird bei der Fahrgeschwindigkeit v m/sek vollbracht. Die Fahrzeit auf 100 m beträgt dann $f = \frac{100}{v}$ sek, in der p_i geleistet werden oder 1 t p_i m

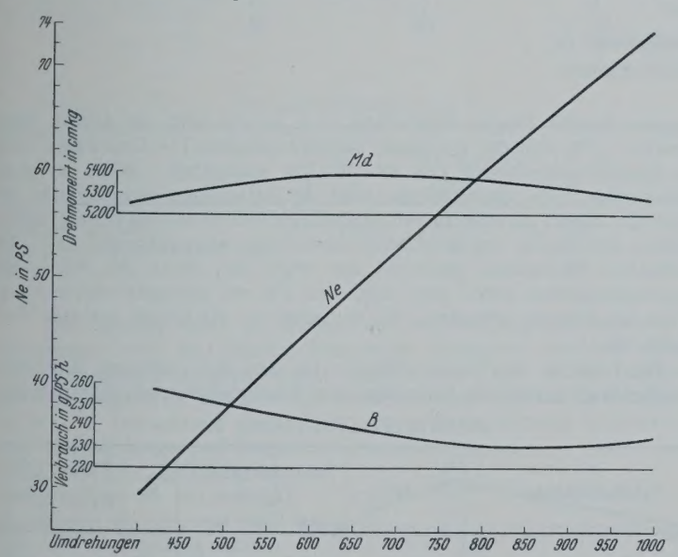


Abb. 1. Fahrbild eines Büssing-Motors für einen 11-t-Lastwagen.

gehoben wird. Um auf die Einheit zu kommen (Zahl der Sekunden, um 1 t 1 m hoch zu heben für die Neigung p_i), muß f noch durch p_i geteilt werden (v in km/h),

$$f = \frac{100 \cdot 3{,}6}{v \cdot p_i}\ \text{sek}.$$

Für diese Zwischenrechnung ist für einen 11-t-Lastwagen mit dem Fahrbilde (Abb. 1) die Fahrzeitkurve (Abb. 2) berechnet.

Es muß noch ein Ausgleich der Kurven stattfinden. Mit abnehmender Fahrgeschwindigkeit steigt der Leistungsüberschuß für Steigung in demselben Schaltgang bis zu einem Höchstwerte, dann fällt er ab. Die Überschreitung des Höchstwertes nach unten ist der Augenblick, in dem der niedere Gang eingeschaltet werden muß. Einer Abnahme der Geschwindigkeit in demselben Schaltgang entspricht ein langsamerer Lauf des Motors, er arbeitet mit geringerer Drehzahl. Da aber jeder Motor innerhalb bestimmter engbegrenzter Drehzahlen am wirtschaftlichsten arbeitet, ist es zweckmäßig, den Motor weder mit zu hoher, noch zu geringer Drehzahl laufen zu lassen. Das bedeutet, daß bei dem Befahren einer Steigung der niedere Gang schon eingeschaltet wird, ehe die Drehzahl des Motors zu weit abfällt. Zur Bestimmung der virtuellen Längen für Kraftwagen habe ich deshalb im „Neuzeitlichen Straßenbau", Handbibliothek für Bauingenieure, Berlin 1927, Bd. 10, S. 78, Abb. 53, eine Ausgleichkurve für das Steigungsbild des Daag-Schnellastwagens entworfen. Die Schwankungen in der Leistung innerhalb desselben Schaltganges machen sich auch in der Wellenform der Fahrzeitkurve bemerkbar. Hier könnte auch ein Ausgleich vorgenommen werden, etwa in der Weise, daß die Fahrzeitpunkte für eine bestimmte Drehzahl des Motors miteinander verbunden werden, damit eine stetige Kurve entsteht.

In der Abb. 2 — Fahrzeitlinie — ist beim Übergang vom zweiten zum ersten Gang bei derjenigen Steigung, bei der die Drehzahl von 600 in der Minute erreicht ist, die Spitze mit einer Linie abgeschnitten. Denn tatsächlich wird kein Kraftfahrer den Motor auf zu geringe Drehzahl heruntergehen lassen, weil er dann leicht stehen bleiben

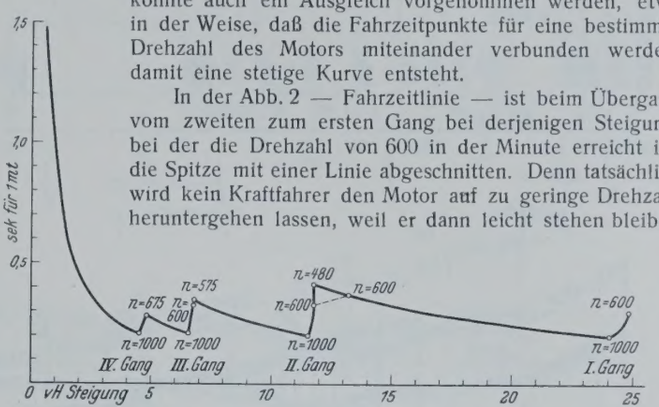


Abb. 2. Fahrzeitlinie für Büssing-11-t-Lastwagen.

kann. Er wird schon rechtzeitig vorher den niederen Gang einschalten. Welchen Einfluß das auf die Fahrzeitberechnung hat, soll an der Fahrzeitlinie mit einem Beispiel erläutert werden. Die Steigung $p = 11{,}8\,\%$ liegt am Übergang vom zweiten zum ersten Gang. Für eine Tonne würde sich eine Fahrzeit von 0,4" ergeben. Der Motor arbeitet aber mit so geringer Drehzahl, daß der Fahrer durch Umschalten auf den ersten Gang eine höhere Drehzahl anstrebt. Diese wird erreicht bei einer Steigung $p = 14{,}5\,\%$ und einer Fahrzeit von 0,33". Diese würde in die Fahrzeitrechnung einzusetzen sein. Der Neigung 14,5 % entspricht eine größere Hubhöhe, zu der eine geringere Hubzeit gehört. Die Hubarbeit bleibt in beiden Fällen gleich, denn es ist

$$11{,}8 \cdot 0{,}41 = 14{,}5 \cdot 0{,}33 = 4{,}85\ \text{tm}.$$

Praktische Anwendung.

Für die Fahrzeitlinie der Abb. 2 ist die Fahrzeit für den Nürburgring, dessen Längenprofil durch die Abb. 3 wiedergegeben ist, für Hin- und Rückfahrt berechnet. Auf wagerechten und Gefällstrecken ist angenommen, daß eine Höchstgeschwindigkeit von 40 km/h nicht überschritten wird.

Der Nürburgring ist deshalb gewählt, weil er Steigungen aufweist, wie sie auf anderen deutschen Straßen kaum zu finden sind, und die Steigungen und Gefälle wechseln. Der Nürburgring wird nur in einer Richtung befahren, und zwar so, daß die stärksten Steigungen (bis 17 %) erklommen werden. Die stärkste Gefällstrecke beträgt nur 11 %. Es ist nun der Versuch gemacht worden, unter Zugrundelegen der zuvor geschaffenen Fahrzeitlinien, eine Fahrzeitberechnung für den Nürburgring durchzuführen. Die sehr umfangreichen Tafeln dieser Berechnung sind hier nicht abgedruckt. Es soll nur das Ergebnis mitgeteilt werden. Der Nürburgring hat Beton-, Asphalttränk-, Teertränk-, Teermischmakadam- und Steinschlagdecken mit Oberflächenbehandlung (Vialit), für die die zuvor angegebenen Fahrwiderstandswerte zur Berechnung der Widerstandshöhe eingesetzt worden sind.

Für die Fahrrichtung hat sich eine Fahrzeit von 1 h 14 min 32 sek und für die entgegengesetzte Richtung von 1 h 17 min 13 sek ergeben, obwohl auf der Rückfahrtrichtung die schwächeren Steigungen zu überwinden sind. Der Unterschied kann nicht auf Fehlerquellen in der Rechnung zurückgeführt werden, weil etwa die Werte aus Kurven entnommen sind; vielmehr werden solche Ungenauigkeiten sich gegeneinander ausgleichen. Der Unterschied beruht in der günstigeren Ausnutzung der Motorleistung auf den starken Steigungen.

Eine Kontrolle für dieses Ergebnis wird die Ermittlung des Brennstoffverbrauchs sein. Aus der maßgebenden Arbeitshöhe, gemessen in tm, läßt sich auch sehr bald ein Schluß auf die Höhe des Brennstoffverbrauches ziehen. Die Arbeitshöhe ist für 1 t berechnet. Sie muß daher noch mit der Gesamtlast des Wagens von 11 t vermehrt werden. Da der Betriebstoffverbrauch je nach der Leistung des Motors schwankt (s. Abb. 1), muß für jede Fahrstrecke die Motorleistung ermittelt werden.

$$L \text{ in PS} = \frac{H \cdot 11}{75\ \text{t}}\ \text{PS}$$

wobei t in sek die Fahrzeit auf der Strecke ist.

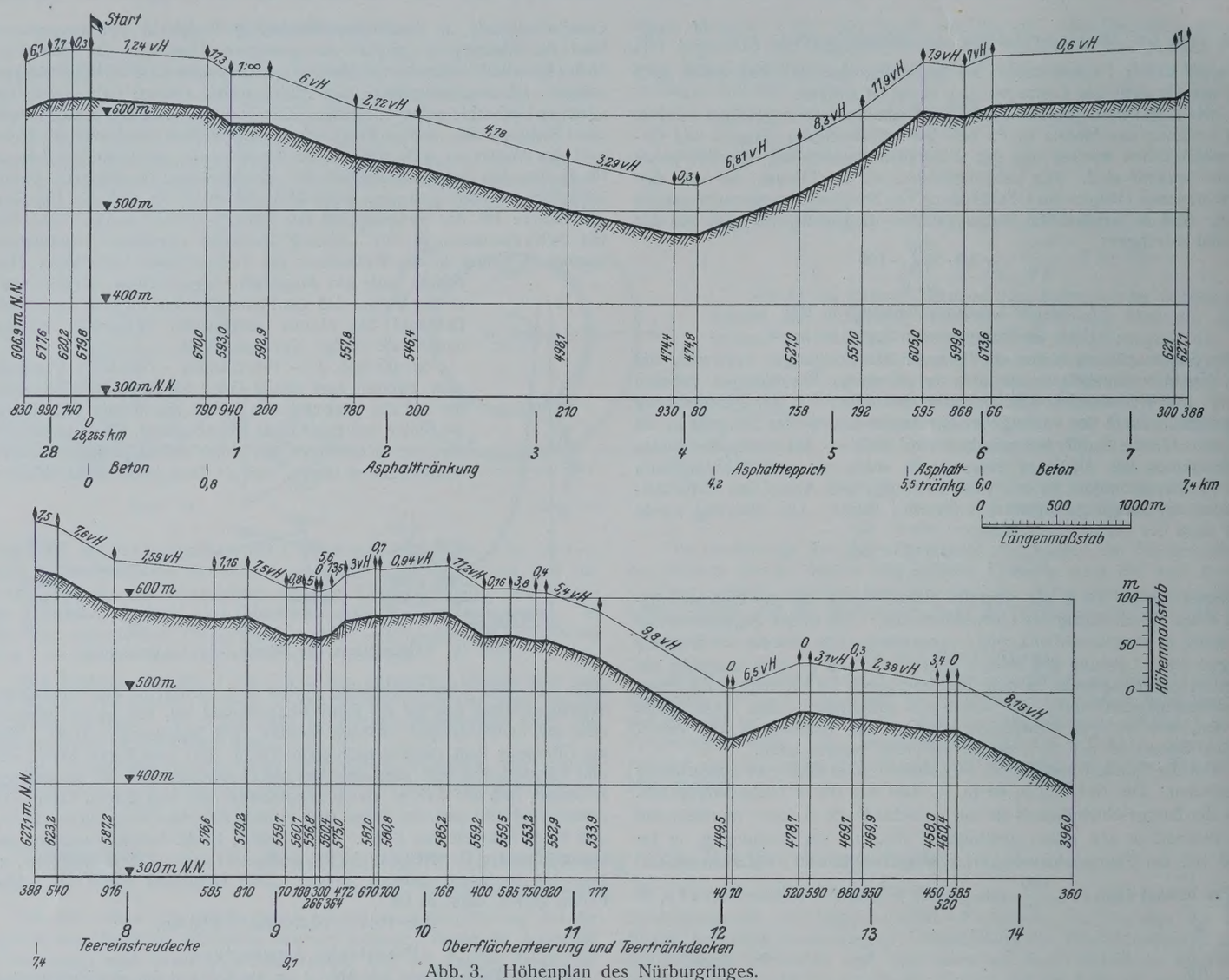


Abb. 3. Höhenplan des Nürburgringes.

Der Betriebstoffverbrauch ist dann

$$S = \frac{L\,s\,t}{3600}.$$

s = Einheitsbetriebstoffverbrauch für 1 PS/h ist für die verschiedenen Motorleistungen ein anderer. Für einen Betriebstoffverbrauch nach der Kurve der Abb. 1 ist der Gesamtverbrauch auf der Hinfahrt und Rückfahrt auf dem Nürburgring ermittelt. Der Verbrauch auf der Hinfahrt beträgt 10,886 kg, auf der Rückfahrt 11,119 kg, demnach mehr 0,233 kg. Zu beachten ist noch, daß auch auf den Gefällstrecken Betriebstoffverbrauch entsteht, soweit sie flacher sind als der Fahrwiderstand der Straßendecke. Bei stärkerer Neigung ist angenommen, daß die Betriebstoffzufuhr abgedrosselt wird und der Motor als Kompressor zur Bremsung mitläuft, (s. Becker, Schnellastwagen mit Riesenluftreifen).

Es zeigt sich also, daß bei derjenigen Fahrt, bei der die stärksten Gefälle genommen werden, die Fahrzeit und der Betriebstoffverbrauch am günstigsten sind, weil der Motor in diesem Falle voll ausgenutzt wird.

Fahrversuche am Nürburgring haben einen noch größeren Unterschied im Betriebstoffverbrauch gezeigt, als die Rechnung ergeben hat[1]):

	N. A. G.	Die vorliegende Rechnung hat ergeben	
in der üblichen Fahrrichtung	44,52	38,5	1 auf 100 km
in entgegengesetzter Fahrrichtung . .	47,35	39,6	

Nach dem Handbuch des Reichsverbandes für die Automobilindustrie verbraucht der N. A. G.-Lastwagen im Durchschnitt 32 l/100 km. Der Verbrauch in der Ebene ist also geringer als der auf der Fahrt über den Nürburgring in beiden Richtungen. Wieweit hierbei die Abnutzung des Wagens, falsche Vergasereinstellung u. a. schuld sind, ist schwer festzustellen. Für den der Rechnung zugrundegelegten 11-t-Kraftwagen wird ein Betriebstoffverbrauch von 42 l/100 km angegeben. Wenn in dem vorliegenden Falle diese Menge trotz der Steigungen nicht erreicht ist, so ist das darauf zurückzuführen, daß angenommen ist, daß in den Gefällstrecken die Zufuhr von Betriebstoff zum Motor abgeschlossen wird. Im praktischen Fahrbetrieb geschieht das wohl nur, wenn der Motor als Kompressorbremse wirkt, sonst läßt man ihn mit geringster Betriebstoffzufuhr als Bremse mitlaufen. Es tritt also ein allerdings geringer Verbrauch ein.

Die Fahrt in der Ebene erfordert für den der Rechnung zugrundegelegten Wagen folgende Fahrzeiten und folgenden Betriebstoffverbrauch:

Zusammenstellung 1.

Fahrbahndecke	m	Fahrwiderstand H_w in kg/t	Fahrwiderstand H_w in tm	p_i	Fahrzeit für 1 t 1 m in sek	Fahrzeit für 11 t in sek
Beton	2 464	12,7	31,29	1,27	0,7	240
Tränkdecke	15 500	30	465,00	3,0	0,3	1530
Teermischmakadam . .	10 300	25	257,50	2,5	0,35	990
	28 264					2760

Kontrolle: 28 264 m werden in 2760 sek durchfahren. Das entspricht einer Fahrgeschwindigkeit von 10,2 m/sek = rd. 36 km/h wie angenommen (bei 1000 Umdrehungen/sek). Der Betriebstoffverbrauch stellt sich auf 27 kg/100 km, er ist also auf der wagerechten Strecke geringer.

Unter Anlehnung an das Beispiel, das ich in meinem Buch über „Neuzeitlichen Straßenbau, seine Aufgaben und Technik", Berlin 1927, Verlag von Julius Springer, gegeben habe, ergibt die Ermittlung für den hier behandelten Kraftwagen auf einer Strecke von 100 km, bei der eine Höhe von 2000 m mit solchen Steigungen überwunden werden muß, die die günstigste Ausnutzung in jedem Gang zulassen:

[1]) Die Berechnungen über Fahrversuche auf dem Nürburgring und die noch folgenden von Dr.-Ing. Essers habe ich dem Mitteilungsblatt der Hafraba 1928, Nr. 2 u. 3 entnommen.

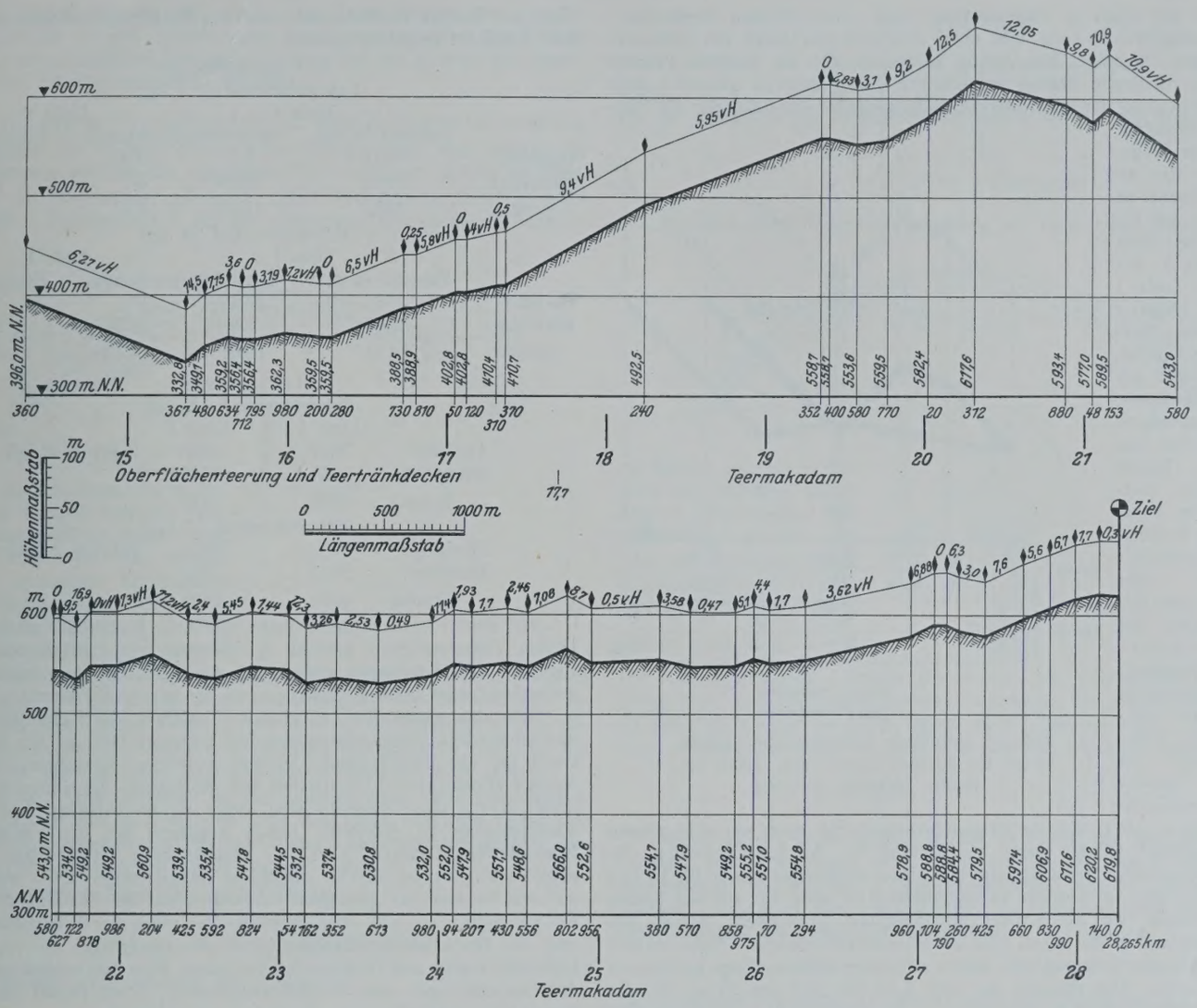


Abb. 3. Höhenplan des Nürburgringes.

Zusammenstellung 2.

	Steigungen in %			
	0	3,25	5,35	10,25
Fahrzeit in sek	10 000	10 000	11 690	12 730
Betriebstoffverbrauch in kg. .	—	34,5	32,7	32,1
Gang			III	II

Die Fahrzeit steigt im dritten und zweiten Gang mit Zunahme der Steigungen, weil die höheren Steigungen langsamer befahren werden. Der Betriebstoffverbrauch nimmt unbedeutend ab. Wenn wiederum berücksichtigt wird, daß der Betriebstoffverbrauch für die Betriebskosten nicht von besonderem Einfluß ist, die anderen höheren Unkosten mit der Fahrzeit steigen, so zeigt sich, daß diejenige Steigung die günstigste ist, bei der die Lastwagen die Steigung noch mit dem vierten Gang mit derselben Geschwindigkeit, mit der sie auf der wagerechten Strecke fahren, nehmen können. Das würde, wie sich aus der Fahrzeitlinie entnehmen läßt, nach Abzug der Fahrwiderstandshöhe von 1,27 % eine Steigung von 3,23 % sein.

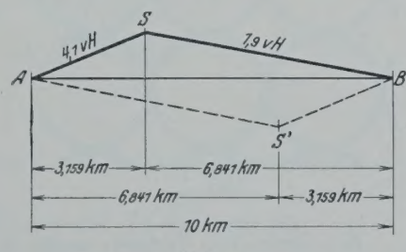


Abb. 4.

Verlorene Steigungen bei Kraftwagenstraßen sind daher ohne Einfluß, ja sie können sogar für den Verbrauch an Betriebstoff zweckmäßig sein, wenn die Ansteigungen auf beiden Seiten diejenigen Gefälle, die mit dem höchsten Gange noch befahren werden können, nicht übersteigen, besonders wenn dabei diejenige Steigung gewählt wird, bei der der Motor am besten ausgenützt wird.

Hierüber hat Dr.-Ing. Essers, Kiel, Untersuchungen angestellt, über die Baurat Eichler, der Erbauer des Nürburgringes, in Verbindung mit den schon erwähnten Erfahrungen am Nürburgring berichtet. Dr.-Ing. Essers vergleicht den Betriebstoffverbrauch für eine wagerechte Strecke von 10 km mit derjenigen einer Steigung von 130 m, die auf der einen Seite mit einer Steigung von 4,1 % ($L = 3180$ m) und auf der anderen Seite mit 1,9 % ($L = 6820$ m) überwunden wird. Er errechnet bei 31,1 km/h Fahrgeschwindigkeit in der Wagerechten den folgenden Betriebstoffverbrauch (Abb. 4):

Fahrrichtung	A—B wagerecht	2,08 kg
„	A—S—B steiler Anstieg .	1,43 „
„	B—S—A flacher Anstieg .	2,05 „

Die Fahrzeit ist in allen drei Fällen dieselbe, weil bei diesen Steigungen noch die höchste Fahrgeschwindigkeit entwickelt werden kann. Auch der steile Anstieg von 4,1 % kann bei der von Essers gewählten Wagenform noch mit dem vierten Gang genommen werden.

Aus den Beobachtungen am Nürburgring und den Berechnungen von Dr.-Ing. Essers hat Baurat Eichler gefolgert, daß eine Straße nur für Kraftwagenverkehr — eine Kraftverkehrsstraße — nicht wagerecht geführt werden soll, sondern mit verlorenen Steigungen, weil dann der Motor nur die Steigung zu nehmen hat und dabei mit Vollast die günstigste Betriebstoffausnutzung hat. Die Gefällstrecke kann er ohne Betriebstoff durchfahren. Das ist aber nur richtig, wenn die Steigung so gering ist, daß sie im vierten Gang genommen werden kann. Bei höheren Gängen verlängert sich die Fahrt und damit die gesamte Fahrzeit, und die tkm-Leistung auf die Zeiteinheit geht zurück. Da die Betriebstoffkosten unter den Lastkraftwagenbetriebskosten nur einen geringen Teil ausmachen, gegenüber den festen Kosten der Verzinsung, Tilgung, Steuern, Versicherungen, Unterhaltung u. a., so ist nicht der Betriebstoffverbrauch, sondern die Fahrzeit für die Linienführung der Straßen maßgebend. Man wird nicht ohne Zwang eine Straße in verlorenen Steigungen führen. Man wird aber aus den angeführten Ergebnissen auch vor starken Steigungen nicht zurückschrecken.

Wie ich schon in meinem Buch über „Neuzeitlichen Straßenbau", S. 81, nachgewiesen habe, wird unter verschiedenen Linien mit verlorenen Steigungen diejenige den Vorzug verdienen, die die kürzeste Fahrzeit hat. Die in diesem Beitrag entwickelten Fahrzeitkurven gestatten unter Berücksichtigung der Fahrwiderstandseigenschaften der Fahrbahn die Fahrzeitermittlung auf schnellem Wege.

Um das an einem Beispiel zu erläutern, soll für die beiden Linien der Abb. 5, bei der die Linie I mit der höheren verlorenen Steigung die kürzere ist, für den zuvor behandelten 11-t-Lastwagen und für den von Dr.-Ing. Essers gewählten 10-t-Lastwagen Fahrzeit und Betriebstoffverbrauch, zugleich aber auch für zwei Befestigungen mit verschiedenen Fahrwiderständen miteinander verglichen werden. Der Fahrwiderstand ist deshalb besonders berücksichtigt, weil er auf Größe derjenigen Steigung, die noch mit dem vierten Gang befahren werden kann, von Einfluß ist. In den Fahrbildern für Kraftwagenmotoren wird zumeist mit einem Rollverlust von 10 bis 15 kg/t gerechnet. Ein so geringer Fahrwiderstand ist aber nur auf den besten Straßendecken, wie Beton oder Stampfasphalt, vorhanden. Sobald der Fahrwiderstand größer wird, geht die Überschußleistung im Motor zurück und damit die Steigung, die noch mit dem vierten Gang genommen werden kann. Das Beispiel der Abb. 5 ist für 12,5 und 25 kg für die Tonne Fahrwiderstand durchgerechnet. Das Ergebnis ist in der folgenden Tafel als Summe der Fahrzeiten und des Betriebstoffverbrauches für Hin- und Rückfahrt zusammengestellt:

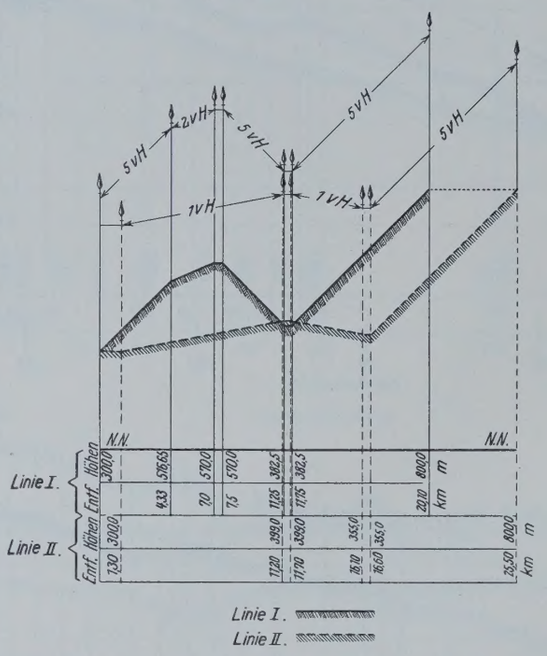


Abb. 5. Vergleich zwischen zwei Linien, wobei die kürzere Linie I eine starke verlorene Steigung aufweist.

10-t-Lastkraftwagen.

Fahrwiderstand 12,5 kg/t.

	Linie I		Linie II
	Fahrzeit in sek	Betriebstoffverbrauch	Fahrzeit in sek
Hinfahrt	3227	8,7 9,03	3557
Rückfahrt	2606	2,38 3,1	2967
Summe	5833	11,08 12,13	6524

Fahrwiderstand 25 kg/t

	Linie I		Linie II
	Fahrzeit in sek	Betriebstoffverbrauch	Fahrzeit in sek
Hinfahrt	3227	10,12 10,1	3557
Rückfahrt	2606	2,89 4,35	2967
Summe	5833	13,01 14,45	6524

11-t-Lastwagen.

Fahrwiderstand 12,5 kg/t

	Linie I	Linie II	
Hinfahrt	2627	2940	Fahrzeit in sek
Rückfahrt	2165	2545	
Summe	4792	5485	

Fahrwiderstand 25 kg/t

Hinfahrt	3982	3940	Fahrzeit in sek
Rückfahrt	2595	2562	
Summe	6577	6502	

Bei dem 10-t-Lastwagen bleibt die Linie I auch die günstigere bei hohem Fahrwiderstand sowohl in Fahrzeit wie Betriebstoffverbrauch. Bei dem 11-t-Lastwagen ändert sich das Bild, bei dem höheren Fahrwiderstand wird Linie II diejenige mit der kürzeren Fahrzeit.

Wie das ganze hier entwickelte Verfahren der Fahrzeitberechnung und daraus des Betriebstoffverbrauches erkennen läßt, ist der Fahrwiderstand für die Entscheidung, wieweit verlorene Steigungen zugelassen werden können, unter Umständen von Bedeutung. Da unsere Kenntnisse dieser Werte noch ungenau sind, wäre es zweckmäßig, sie auf dem Versuchswege zu ermitteln. Einige Angaben, die aus Versuchen aus Nordamerika stammen, sind im „Neuzeitlichen Straßenbau", S. 328, abgedruckt. Es ist bereits genügend darauf hingewiesen worden, daß auf den Straßen mit geringem Fahrwiderstand der Betriebstoffverbrauch ein geringerer ist. Das hier gegebene Verfahren der Fahrzeitberechnung und des Betriebstoffverbrauches bietet die Grundlage, um verschiedene Linienführungen und Deckenarten nach ihrer Wirtschaftlichkeit im Betriebe mit Lastkraftwagen oder Personenomnibussen, deren Bauart und Antrieb denen der Lastkraftwagen entsprechen, zu vergleichen.

Alle Rechte vorbehalten.

Zur Berechnung zylindrischer Silozellen aus Eisenbeton.

Von Professor Dr.-Ing. **Mörsch**, Stuttgart.

Die Wände der zylindrischen Silozellen von kreisrundem Querschnitt werden meist nur für die Ringzugkraft $Z = p \cdot r_i$ bemessen, wobei r_i den inneren Halbmesser und p den vom Füllgut auf die Flächeneinheit der Wand ausgeübten Druck bedeutet. Es ist klar, daß diese Rechnung nur dann richtig ist, wenn die so beanspruchte Zylinderwand sich ungehindert so ausweiten kann, als es die Ringzugkraft verlangt. Streng genommen trifft dies nur für die freistehende Einzelzelle zu.

Sind dagegen bei einem Silo mehrere runde Zellen nach Abb. 1 aneinandergereiht, so sind die Zellenwände in ihrer freien Ausweitung gehindert, und es werden noch zusätzliche Biegebeanspruchungen namentlich bei den Zwickeln auftreten. Wenn sich nämlich die Zellen infolge der Ringzugkraft ausweiten würden, so müßten sie sich gegenseitig auf die Seite drücken, d. h. es müßten sich die Achsen besonders der seitlich gelegenen Zellen verschieben. Dies ist aber nicht möglich, weil die Zellen oben durch eine steife Eisenbetontafel abgeschlossen und miteinander verbunden sind, während unten der die Trichter tragende Ringträger jede seitliche Verschiebung hindert. Diese Ringträger werden durch die meridionale Aufhängekraft der Trichter auf Ringdruck beansprucht, dem der vom Füllgut erzeugte Ringzug entgegenwirkt. Jedenfalls ändern die Ringträger ihren Durchmesser so wenig, daß hiervon eine nennenswerte Achsverschiebung der Zellen nicht entsteht.

Die zusätzlichen Biegebeanspruchungen sind am größten in den Zwickelwänden, und zwar wenn sämtliche Zellen gefüllt sind. Dann darf man die Berührungspunkte der Zellen als unverschieblich annehmen. Der einen mittleren Zwickel begrenzende Wandteil einer Zelle bildet dann ein Gewölbe, das radial von innen mit dem Wanddruck p belastet und da, wo es aus dem gemeinschaftlichen Wandteil zweier Zellen heraustritt, vollkommen eingespannt ist. Die Kämpfer dieses Gewölbes erleiden aber je eine Verschiebung in der Richtung der Tangente an den theoretischen Berührungspunkt, denn infolge des Ringzuges wird das gemeinschaftliche Wandstück seine Länge in der angegebenen Richtung ändern, wenn die anliegenden Zellen gefüllt sind. Dadurch verringert sich die Stützweite jenes Gewölbes, und es entstehen weitere zusätzliche Biegespannungen. Abb. 2 zeigt in übertriebener Weise die Verbiegung der Wände bei den Zwickeln. Da die gleichförmige Ausweitung der Zellen nicht möglich ist, so muß sich der vergrößerte Umfang durch die Ausbauchung nach den Zwickeln hin Luft schaffen.

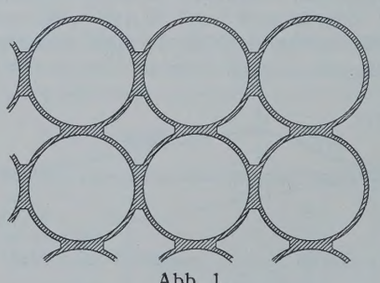


Abb. 1.

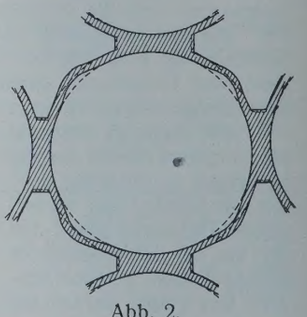


Abb. 2.

Bei einem vom Verfasser wegen der aufgetretenen Schäden begutachteten Bauwerk sind in den Zwickeln die Änderungen der Entfernungen gegenüberliegender Zellenwände gemessen worden. Mit fortschreitender Füllung der vier um den Zwickel herumliegenden Zellen verminderte sich der Abstand bis zu 3 mm. Wären die Wände nur auf reinen Ringzug beansprucht, so würden sich alle Grundrißmaße proportional vergrößern, und es müßte dann auch die Entfernung gegenüberliegender Wände in den Zwickeln zunehmen! Da sie aber kleiner geworden ist, so ist dies ein Beweis für die in Abb. 2 dargestellte Verbiegung der Zwickelwände.

Nachstehend soll die Berechnung der Zwickelwände als Gewölbe auf Innendruck gezeigt werden, und zwar zunächst unter der Voraussetzung unverschieblicher Kämpfer. Sodann soll der Einfluß des Näherrückens der Kämpfer untersucht werden.

1. Berechnung des kreisförmigen Gewölbes gegen Innendruck.

Nehmen wir in Abb. 3 das linke Auflager weg und bringen im Endquerschnitt daselbst die Ringzugkraft $Z = p \cdot r_i$ an, so fällt die Stützlinie mit der Bogenachse zusammen; dabei wird sich das Gewölbe unter dem Einfluß der Zugkraft Z auf die einzelnen Querschnitte verlängern.

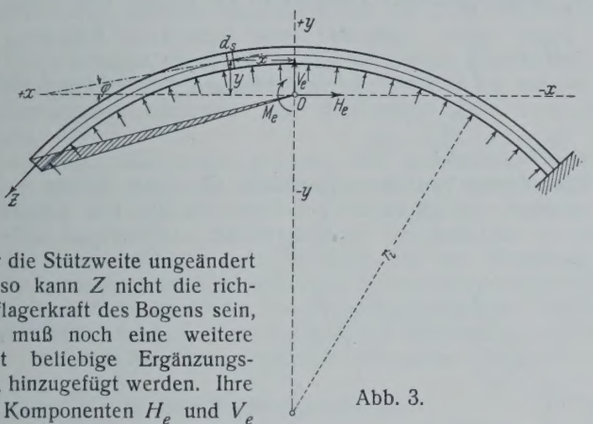


Abb. 3.

Da aber die Stützweite ungeändert bleibt, so kann Z nicht die richtige Auflagerkraft des Bogens sein, und es muß noch eine weitere zunächst beliebige Ergänzungskraft R_e hinzugefügt werden. Ihre beiden Komponenten H_e und V_e können wir an dem in starrer Verbindung mit dem linken Endquerschnitt zu denkenden Punkte O wirken lassen, wenn wir gleichzeitig noch ein Kräftepaar vom Moment M_e beifügen. Die drei Komponenten H_e, V_e und M_e sind als die statisch unbestimmten Größen aus den drei Elastizitätsgleichungen zu ermitteln, die sich aus der unveränderten Lage des linken Endquerschnitts ergeben.

Nach der vom Verfasser in der Schweiz. Bztg. 1906 erschienenen Abhandlung ist die unveränderte Lage des Endquerschnitts bezw. des starr mit ihm verbundenen Punktes O durch folgende Gleichungen ausgedrückt (Abb. 3), wobei N_x eine Zugkraft bedeutet:

keine wagerechte Verschiebung des Punktes O:

$$0 = \int \frac{M_x}{EJ} \cdot ds\, y + \int \frac{N_x}{EF} \cdot ds \cos\varphi,$$

keine lotrechte Verschiebung des Punktes O:

$$0 = \int \frac{M_x}{EJ} \cdot ds\, x + \int \frac{N_x}{EF} \cdot ds \sin\varphi,$$

keine Drehung des Endquerschnitts:

$$0 = \int \frac{M_x}{EJ} \cdot ds.$$

Für M_x und N_x sind zu setzen:

$$M_x = M_e - H_e y - V_e x$$
$$N_x = Z - H_e \cos\varphi - V_e \sin\varphi.$$

Damit bekommt man die drei folgenden Gleichungen:

$$0 = M_e \int \frac{y\,ds}{EJ} - H_e \int \frac{y^2\,ds}{EJ} - V_e \int \frac{xy\,ds}{EJ} + Z \int \frac{\cos\varphi\,ds}{EF} - H_e \int \frac{\cos^2\varphi\,ds}{EF} - V_e \int \frac{\sin\varphi\cos\varphi\,ds}{EF}$$

$$0 = M_e \int \frac{x\,ds}{EJ} - H_e \int \frac{xy\,ds}{EJ} - V_e \int \frac{x^2\,ds}{EJ} + Z \int \frac{\sin\varphi\,ds}{EF} - H_e \int \frac{\cos\varphi\sin\varphi\,ds}{EF} - V_e \int \frac{\sin^2\varphi\,ds}{EF}$$

$$0 = M_e \int \frac{ds}{EJ} - H_e \int \frac{y\,ds}{EJ} - V_e \int \frac{x\,ds}{EJ}.$$

Wählt man die Lage des Punktes O und der durch ihn gehenden Achsen so, daß

$$\int \frac{y\,ds}{J} = 0, \quad \int \frac{x\,ds}{J} = 0 \text{ und } \int \frac{xy\,ds}{J} = 0 \text{ ist,}$$

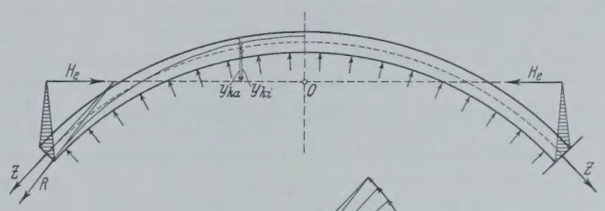
d. h. den Punkt O als Schwerpunkt der elastischen Gewichte $\frac{ds}{J}$, die y-Achse als Symmetrieachse und die x-Achse senkrecht auf ihr, dann fallen in den Gleichungen die entsprechenden Glieder weg. Außerdem verschwinden alle Integrale mit $\sin\varphi$, weil jedem Bogenelement mit $+\sin\varphi$ auf der linken Hälfte ein gleiches mit $-\sin\varphi$ auf der rechten Hälfte entspricht. Es ergibt sich aus der dritten Bedingungsgleichung $M_e = 0$, aus der zweiten $V_e = 0$ und sodann aus der ersten

$$H_e = \frac{Z \int \frac{\cos\varphi\,ds}{F}}{\int \frac{y^2\,ds}{J} + \int \frac{\cos^2\varphi\,ds}{F}}.$$

Da die Wanddicke als konstant vorausgesetzt ist, so wird der Ausdruck

$$H_e = \frac{Z\,l}{\frac{F}{J}\int y^2\,ds + \int \cos^2\varphi\,ds}.$$

Da diese Kraft in starrer Verbindung mit dem linken Endquerschnitt



zu denken ist, so wirken links am Gewölbe die in Abb. 4 gezeichneten Auflagerkräfte Z und H_e. Infolge von Z und der Wanddrücke p tritt in allen Querschnitten eine gleichmäßige Zugspannung $\sigma = \frac{Z}{F}$ auf.

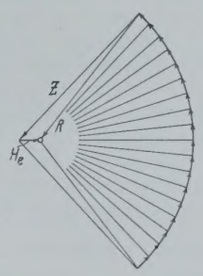


Abb. 4.

Die Kraft H_e erzeugt oberhalb der x-Achse als exzentrische Druckkraft außen Zug-, innen Druckspannungen; unterhalb der x-Achse gegen die Kämpfer hin erzeugt sie außen Druck-, innen Zugspannungen. Bezeichnet man die Zugspannungen als positiv, so sind die Randspannungen

$$\sigma_a = \frac{Z}{F} + \frac{H_e y_{ki}}{W} \qquad \sigma_i = \frac{Z}{F} - \frac{H_e y_{ka}}{W}.$$

Will man die tatsächliche Stützlinie zeichnen, die übrigens zur Ermittlung der Spannungen nicht nötig ist, so hat man Z und H_e zur resultierenden Kämpferkraft R zusammenzusetzen, mit der sich dann vom Kämpfer beginnend die Stützlinie (als Zuglinie) zeichnen läßt. Diese durchschneidet die Mittellinie des Bogens auf der x-Achse.

Die Lage des Schwerpunktes O der elastischen Gewichte $\frac{ds}{J}$ kann bei konstanter Wanddicke als Schwerpunkt der Bogenachse $A\,S\,B$ (Abb. 5) eingerechnet werden. Deshalb ist

$$MO = \frac{MS \cdot l}{s} = r\frac{\sin\alpha}{\alpha}$$
$$OS = r - MO = r\left(1 - \frac{\sin\alpha}{\alpha}\right).$$

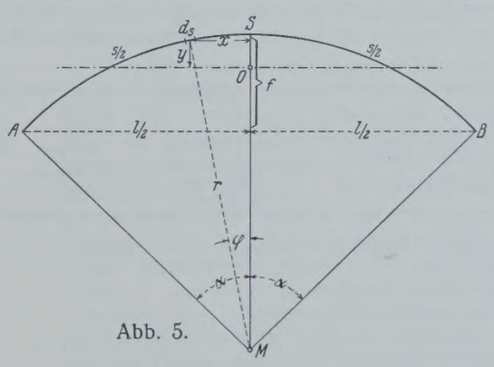


Abb. 5.

Die Integrale des Nenners von H_e können ermittelt werden, indem man den halben Bogen in eine gerade Anzahl gleicher Teilstücke einteilt, für die Teilpunkte die Größen y^2 und $\cos^2\varphi$ ausrechnet und nach der Simpsonschen Regel addiert. Oder man ermittelt sie einfach als $\Sigma y^2 \Delta s$ und $\Sigma \cos^2\varphi\, \Delta s$, wobei sich die Summenglieder auf die Mitten der Teilstücke Δs der Bogenachse beziehen.

Beide Integrale lassen sich auch mathematisch lösen. Es ist $ds = r\,d\varphi$ und

$$\int \cos^2\varphi\,ds = 2r\int_0^{\alpha} \cos^2\varphi\,d\varphi = \underline{r\left(\frac{1}{2}\sin 2\alpha + \alpha\right)}.$$

Geht man von den Winkelfunktionen auf die Längen über, so kann man mit Rücksicht auf Abb. 5 schreiben $r\left(\frac{1}{2}\sin 2\alpha + \alpha\right) = r\sin\alpha\cos\alpha + r\alpha = \frac{l}{2r}\left(r - f\right) + \frac{s}{2}$, also

$$\int \cos^2\varphi\,ds = \underline{\frac{l}{2r}(r - f) + \frac{s}{2}}.$$

Ferner ist $y = r\cos\varphi - MO = r\cos\varphi - r\frac{\sin\alpha}{\alpha}$, somit

$$\int y^2\,ds = 2r^3\int_0^{\alpha}\left(\cos\varphi - \frac{\sin\alpha}{\alpha}\right)^2 d\varphi$$

$$\int y^2\,ds = \underline{r^3\left(\alpha + \frac{1}{2}\sin 2\alpha - 2\frac{\sin^2\alpha}{\alpha}\right)}$$

oder in Längen ausgedrückt:

$$\int y^2\,ds = r^2\left(\frac{l}{2r}(r-f) + \frac{s}{2}\right) - r^3\cdot 2\cdot\frac{l^2}{4r^2}\cdot\frac{2r}{s}$$

$$\int y^2\,ds = \underline{r^2\left(\frac{l}{2r}(r-f) + \frac{s}{2} - \frac{l^2}{s}\right)}.$$

Da J und F sich für einen rechteckigen Querschnitt von der Breite b (= 1 m) und der Dicke d der Wand verstehen, so ist $\frac{F}{J} = \frac{b\,d\cdot 12}{b\,d^3} = \frac{12}{d^2}$, und man erhält für H_e die beiden folgenden Ausdrücke:

$$H_e = \frac{Z\,l}{\frac{12}{d^2}\cdot r^3\left(\alpha + \frac{1}{2}\sin 2\alpha - 2\frac{\sin^2\alpha}{\alpha}\right) + r\left(\frac{1}{2}\sin 2\,\alpha + \alpha\right)}.$$

$$H_e = \frac{Z\,l}{\frac{12}{d^2}\cdot r^2\left(\frac{l}{2r}(r-f) + \frac{s}{2} - \frac{l^2}{s}\right) + \frac{l}{2r}(r-f) + \frac{s}{2}}$$

Beidemal wird der Klammerausdruck des ersten Gliedes im Nenner sehr klein, so daß man beim Zahlenrechnen leicht ungenaue Werte bekommt. Deshalb empfiehlt es sich, $\int y^2\,ds$ als $\Sigma y^2\,\Delta s$, wie oben angegeben, zu ermitteln, während $\int\cos^2\varphi\,ds = \frac{l}{2r}(r-f) + \frac{s}{2}$ gerechnet werden kann.

Wenn man indessen den Klammerausdruck $\alpha + \frac{1}{2}\sin 2\alpha - 2\frac{\sin^2\alpha}{\alpha}$ in eine Reihe verwandelt, so liefern bei den hier vorkommenden Werten von α ihre zwei ersten Glieder eine einfache und bequeme Rechnung. Da alle niederen Potenzen von α verschwinden, erhält man nämlich

$$\alpha + \frac{1}{2}\sin 2\alpha - 2\frac{\sin^2\alpha}{\alpha} = \frac{2}{45}\alpha^5 - \frac{2}{315}\alpha^7 + \frac{2}{4725}\alpha^9 - \ldots,$$

und es kann deshalb

$$H_e = \frac{Z\,l}{\frac{12}{d^2}\cdot r^3\left(\frac{2}{45}\alpha^5 - \frac{2}{315}\alpha^7\right) + \frac{l}{2r}(r-f) + \frac{s}{2}}$$

geschrieben werden.

2. Weitere Zusatzkraft $H_{\Delta l}$ infolge Verkürzung der Stützweite.

Das Wandstück, das am Berührungspunkte von zwei Zellen beiden angehört, wird durch die doppelte Ringzugkraft $2Z$ gezogen und gedehnt. Ist die Dehnung auf die Länge c (Abb. 6), $\Delta c = \frac{2Z}{E_b F_c}\cdot c$ als Verlängerung des Betons vom verglichenen Querschnitte F_c ermittelt, so findet man $\Delta l = \frac{2\Delta c}{\sqrt{2}} = \Delta c\sqrt{2}$.

Nach der allgemeinen Gewölbetheorie entsteht dadurch eine weitere mit H_e zusammenfallende Auflagerkraft des Bogens vom Betrag

$$H_{\Delta l} = \frac{E_b\,\Delta l}{\int\frac{y^2\,ds}{J} + \int\frac{\cos^2\varphi}{F}\cdot ds} = \frac{F E_b\,\Delta l}{\frac{F}{J}\int y^2\,ds + \int\cos^2\varphi\,ds}$$

oder $H_{\Delta l} = \frac{F E_b\,\Delta l}{Z\,l}H_e$.

Bei dem vom Verfasser begutachteten Silo ergab sich mit $r = 3{,}965$ m, $d = 13$ cm, $l = 3{,}1302$ m mit $p = 3$ t/m² für die 1 m hohe Wandzone

$Z = 11{,}70$ t $\quad H_e = 1{,}514$ t $\quad H_{\Delta l} = 0{,}67$ t.

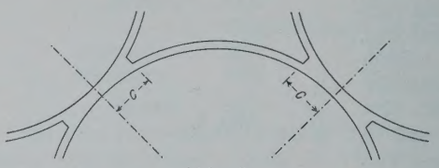


Abb. 6.

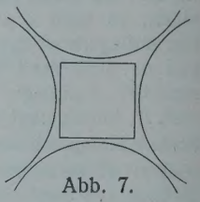


Abb. 7.

Auf den Betonquerschnitt allein gerechnet, ergaben sich im Scheitel die Zugspannungen $\sigma_a = 15{,}69$ und $\sigma_i = 2{,}31$ kg/cm²; am Kämpfer innen wuchs die Zugspannung auf 22,4 kg/cm² an. Im Scheitel waren die Eisen an der Außenseite mit rd. 1900 kg/cm² beansprucht. Die Wände wiesen in den Zwickelräumen zahlreiche lotrechte Risse auf, die von der zusätzlichen Biegung herrührten.

Zum Schluß sei darauf hingewiesen, daß es zweckmäßig erscheint, die Wandflächen in den Zwickeln eben auszuführen, so daß man diese Wandteile als eingespannte Balken mit veränderlichem Trägheitsmoment rechnen kann, die noch einen Achsialzug gleich Z aufzunehmen haben (Abb. 7). Das zusätzliche Biegemoment in Feldmitte wird dann klein, und für das Einspannmoment ist eine große Wanddicke vorhanden.

Alle Rechte vorbehalten.

Schleusen ohne Wasserverbrauch.

Von Professor **Rothmund**, Stuttgart.

I. Einleitung und Übersicht.

Die bisher gebräuchlichen und vorgeschlagenen Arten von Schiffshebewerken im weitesten Sinne des Wortes lassen sich gemäß der folgenden Übersicht in einzelne Gruppen und Unterabteilungen zusammenfassen.

Übersicht.

1	2	3	4		5	
O. Z.	Hauptgruppe	Arten bezw. Unterabteilungen	Der Förderweg des Schiffes bezw. Schiffstroges geht durch		Die Last ist abgesetzt auf	
1.	Schleusen mit Wasserverbrauch	a) einfache Kammerschleusen, b) mehrfache Kammerschleusen und Schleusentreppen, c) Schachtschleusen je ohne oder mit Sparbecken.	Wasser	—	Wasser	—
2.	Schleusen ohne Wasserverbrauch	a) Kammerschleusen mit Verdrängern = Verdrängerschleusen, b) Schwimmtrogschleusen als Unterwasserschleusen und Tauchschleusen,	Wasser	—	Wasser	—
3.	Schwimmerhebewerke	a) mit lotrechten Schwimmern unter dem Schleusentrog oder seitlich desselben, b) mit wagerecht liegenden Schwimmern.	—	Luft	Wasser	—
4.	Mechanische Hebewerke	a) Preßkolbenhebewerke, b) lotrechte Hebewerke mit Gegengewichten, c) schwingende und drehbare Hebewerke in Form von Hebeln, Schrauben u. dergl., d) Hebewerke auf längs- und quergeneigter Bahn.	—	Luft	—	Maschinen

Die Gesichtspunkte, nach denen die Einteilung durchgeführt ist, gehen aus den Spalten 4 u. 5 hervor: Die natürlichen Schleusungsarten, bei denen das Schiff bezw. der Schiffstrog seinen Höhenweg im Wasser schwimmend zurücklegt und seine Last vom Wasser tragen läßt, werden mehr und mehr verlassen und gehen schließlich in die künstliche Förderweise mit Schiffsbeförderung durch die Luft und Absetzen der Förderlast auf Maschinen über.

Das bisher in Deutschland mit wenigen Ausnahmen verwendete Schiffshebewerk ist die Kammerschleuse in ihren verschiedenen unter O. Z. 1, Spalte 3 angegebenen Anwendungsformen ohne oder mit Sparbecken. Der Anwendungsbereich der Kammerschleuse ist aber ein beschränkter. Die jüngst fertiggestellte Schacht- und Sparschleuse bei Anderten (Abb. 21) zeigt, wie hohe Aufwendungen nötig sind, um Gefälle bis zu 15 m in einer Stufe und mit einer Wasserersparnis von 75% zu überwinden. Die Kammerschleuse genügt daher den neuzeitlichen An-

forderungen, die auf die Überwindung möglichst hoher Stufen bei möglichst geringem Wasserverbrauch abzielen, nicht mehr, und man sucht sie durch andere Arten von Schiffshebewerken zu ersetzen.

Über den Stand und die Ergebnisse der bisher über Schwimmerhebewerke und mechanische Hebewerke angestellten Untersuchungen gibt u. a. die Abhandlung von Ellerbeck über „Entwurfsarbeiten für ein Schiffshebewerk bei Niederfinow“ in der „Bautechnik“ 1927 eingehend Auskunft.

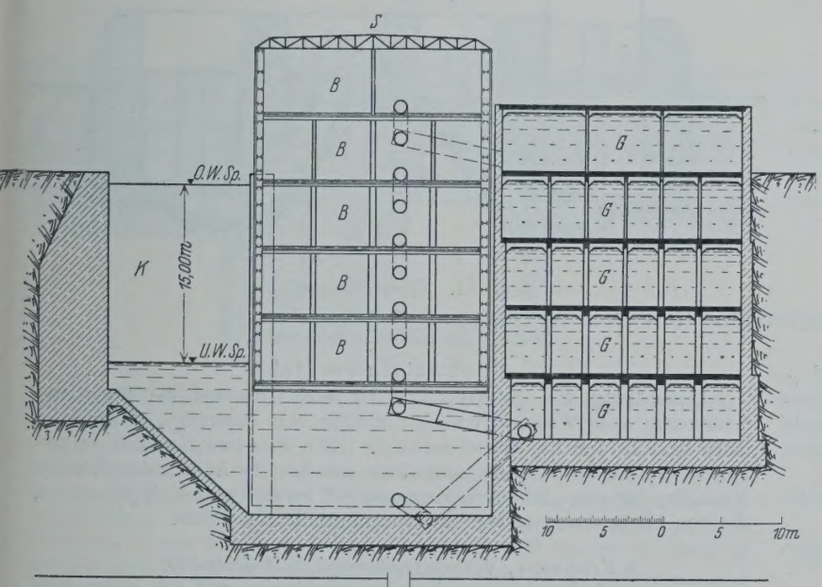
Die vorliegende Abhandlung befaßt sich vorwiegend mit den unter O. Z. 2 der vorstehenden Übersicht aufgeführten Schleusen ohne Wasserverbrauch und soll über die bisher für diese Art von Hebewerken gemachten Vorschläge unter Mitteilung einiger neuer Vorschläge des Verfassers berichten, wobei in groben Zügen auch auf ihre Betriebsicherheit und Bauwürdigkeit im Vergleich zu anderen mit ihnen vergleichbaren Schleusen und Hebewerken kurz eingegangen werden soll.

Die Schleusen ohne Wasserverbrauch sind grundsätzlich zu unterscheiden in solche, welche die Schleusenkammer als Schiffsbehälter bei der Schleusung beibehalten und sich zur Hebung und Senkung des Schiffes eines oder mehrerer Verdrängerkörper bedienen, und in solche, welche die Kammerschleuse ganz verlassen und zur Förderung des Schiffes einen besonderen über oder unter Wasser schwimmenden Trog benutzen. Die ersteren werden kurz als „Verdrängerschleusen“ bezeichnet, die letzteren seien, wenn sie nur unter Wasser schwimmen, „Unterwasserschleusen“, wenn sie über und unter Wasser schwimmen, „Tauchschleusen“ genannt.

II. Die Verdrängerschleusen.

Verdrängerschleusen kann man nach vorstehendem also kennzeichnen als Schiffshebewerke, bei denen der Wasserspiegel in der Kammerschleuse gehoben und gesenkt wird durch die Lageänderung eines festen oder beweglichen Verdrängerkörpers gegenüber einem beweglichen oder festen Wasserbecken. Für Verdrängerschleusen ohne Wasserverbrauch kommt dazu die Bedingung, daß die Lageänderung zwischen Verdränger und Becken sich ohne nennenswerten Arbeitsaufwand vollziehen muß.

Abb. 1a. Querschnitt.



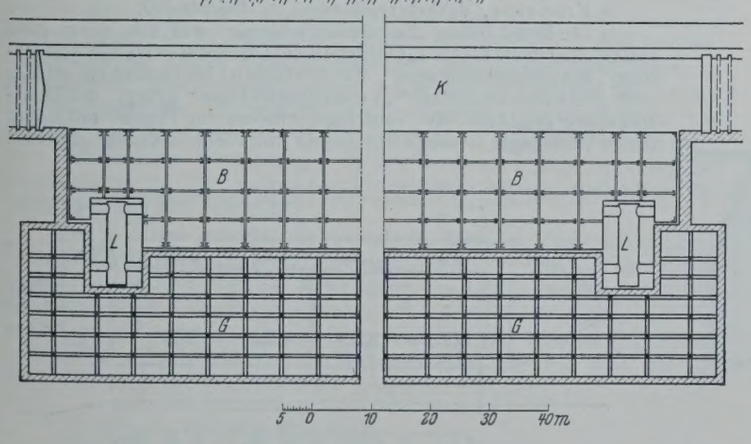


Abb. 1b. Grundriß.

Abb. 1a u. 1b. Verdrängungschleuse Bauweise Schnapp.

a) Bauweise Schnapp.

Geht man die Patente über Schleusen und Schiffshebewerke seit der Jahrhundertwende durch, so begegnet man schon im Jahre 1901 dem bekannten, in Abb. 1a u. 1b dargestellten Vorschlag von Schnapp[1]), ein Schiff in einer Schleusenkammer K um das Maß h zu heben und zu senken mit Hilfe eines in der erweiterten Kammer untergebrachten Schwimmers S. Dieser ist der Höhe nach in eine beliebige Anzahl von Belastungskammern B untergeteilt, die durch bewegliche Leitungen L mit ebenso vielen außerhalb der Schleuse übereinander angeordneten Gegenbehältern G verbunden sind. Die Belastungskammern und Gegenbehälter sind in ihrer Höhenlage so angeordnet, daß ein kleines Senken (bezw. Heben) des Verdrängerschwimmers das Füllen der Belastungskammern mit Belastungswasser aus den Gegenbehältern und damit das bis zur Endstellung andauernde Sinken des Schwimmers und Heben des Schiffes bis in Oberwasserstellung bewirkt (bezw. das Entleeren der Belastungskammern in die Gegenbehälter und damit das bis zur Endstellung andauernde Heben des Schwimmers und Senken des Schiffes bis in Unterwasserstellung). Wenn auch bei dem veranstalteten Wettbewerb für ein Schiffshebewerk bei Prererau sich gezeigt hat, daß der Schnappsche Gedanke sich in wirtschaftlicher Weise nicht verwirklichen ließ[2]), so ist der Grundgedanke des Vorschlages, das Heben und Senken ohne nennenswerten Arbeitsaufwand mit Hilfe von Pendelwasser zwischen schwimmenden Belastungskammern und festen Gegenbehältern zu bewirken, zweifellos richtig und gut und erscheint auch in späteren, weiter unten zu behandelnden Vorschlägen wieder.

b) Bauweise Schneiders.

Beachtenswerte Vorschläge für Schleusen ohne Wasserverbrauch mit Hilfe von zwei Verdrängerschwimmern hat sodann vom Jahre 1913 ab Schneiders gemacht. Er bedient sich für die Wasserverdrängung der Wasserwage in Form von zwei schwimmenden Behältern, die bei gleicher Höhenlage je zur Hälfte mit Wasser gefüllt und durch ein U-förmiges Rohr miteinander verbunden sind. Das Rohr ist gegen die Behälter durch Stopfbüchsen abgedichtet, so daß eine Verschiebung der Behälter gegen das Rohr stattfinden kann und bei einer lotrechten Bewegung der Behälter nach entgegengesetzten Richtungen mit gleicher Geschwindigkeit nur ihre Füllmassen sich ändern, ohne daß eine Verschiebung der Wasserspiegellage eintritt.

Der Gedanke, zwei Verdrängerschwimmer mit einem oder mehreren Behältern übereinander, die entweder unter sich oder mit Schleusenkammern verbunden sind, zu benutzen, um Schiffe in Schwimmtrögen oder in Schleusenkammern und Schwimmtrögen oder in Schleusentreppen zu fördern, ist Schneiders für eine Reihe von Anwendungsfällen patentiert worden. Zur Darstellung ist in Abb. 2 die zweistufige Doppelschleusentreppe (D. R. P. Nr. 301 975 vom 18. Oktober 1913) gewählt. Abb. 2a zeigt zunächst in schematischer Übersicht die Anordnung der Verdränger und Schleusenkammern sowie ihrer Verbindungsleitungen mit drei verschiedenen Stellungen der Verdränger. In Abb. 2b bis 2e ist — in etwas anderer Anordnung als der von Schneiders gewählten — die Anwendung für eine doppelte Schleusentreppe von je $2 \times 7{,}5 = 15$ m gesamter Hubhöhe dargestellt.

Die Schleusentreppe mit den Kammern a und c werde zur Talfahrt, diejenige mit den Kammern b und d zur Bergfahrt benutzt. Die hydraulisch gekuppelten Verdrängerbecken sind hier längs der unteren Schleusenkammern angeordnet und enthalten die beiden zweistockigen Schwimmer $V_{a,b}$ und $V_{c,d}$ mit den Gegenbehältern a_1, b_1 bezw. c_1, d_1, die mit den entsprechenden Schleusenkammern a und b bezw. c und d leitend verbunden sind. Jeder Gegenbehälter hat den Fassungsraum für das Schleusungswasser seiner zugeordneten Kammer. In der Mittelstellung des ganzen Kammer- und Behältersystems (Stellung II in Abb. 2a) sind alle Kammern und Behälter je zur Hälfte gefüllt, der Wasserspiegel des Verdrängerbeckens liegt stets auf Mittelwasserhöhe, seine Sohle um eine Behälterhöhe tiefer als der Unterwasserspiegel der unteren Schleusenkammern. Senkt man unter sehr geringem Arbeitsaufwand z. B. den Verdränger $V_{c,d}$ in seine tiefste Lage (Stellung I in Abb. 2a), so nehmen dabei seine Behälter je die untere Hälfte des Schleusungswassers aus den Kammern c, d auf. Gleichzeitig hebt sich der Verdränger $V_{a,b}$ und bringt die Kammern a und b auf ihre Füllhöhe. c hat jetzt Unterwasserspiegel, a Oberwasserspiegel, b und d sind auf Mittelwasser ausgespiegelt. Aus dem Oberwasser kann ein Schiff in a einfahren, während aus c ein Schiff in das Unterwasser ausfährt und ein in der Bergfahrt begriffenes Schiff von b nach d weiterfährt.

[1]) D.R.P. Nr. 126683.

[2]) Für die Schleuse von 12 m Hubhöhe und 600 m² Grundfläche war eine Schwimmerfläche von 1200 m² und eine Fläche der Gegenbehälter von 1380 m² vorgesehen.

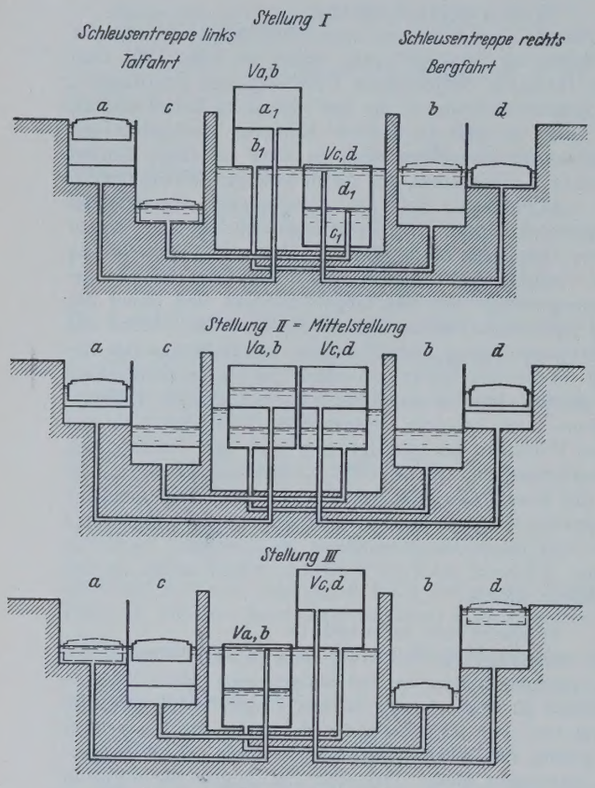


Abb. 2a. Schematische Übersicht.

Becken für die beiden Verdränger, deren Sohle um das Gefälle einer Schleusenkammer unter der Unterwasserhöhe der unteren Schleuse liegen muß. Die Becken erhalten so bei sehr ungünstiger Sohlenlage mehr als den vierfachen Fassungsraum einer Schleusenfüllung. Ferner sind notwendig die beiden Verdrängerschwimmer mit je dem doppelten Fassungsraum einer Schleusenfüllung. Dazu kommen die betriebstechnisch ungünstigen Verbindungsleitungen zwischen den Behältern und Kammern.

Das Verdrängerbecken und die beiden Schwimmer erhalten also zusammen mehr als den achtfachen Fassungsraum einer Schleusenfüllung, d. h. die völlige Wasserersparnis in den vier Kammern erfordert für jede die Schaffung von Behältern, die mehr als den doppelten Fassungsraum einer Kammer haben. Mit den Verdrängerschleusen von Schneiders wird somit die Wasserersparnis durch recht große bauliche Aufwendungen und zum Teil schwierige technische Anlagen erkauft. Ihrer Verwirklichung stehen daher wirtschaftliche Bedenken und auch solche in bezug auf die Betriebsicherheit im Wege. Immerhin bleibt als das Verdienst von Schneiders, daß er — wohl als erster — auf die Anwendungsmöglichkeit der Wasserwage hingewiesen hat, um die Schleusung ohne Wasserverbrauch zu bewirken.

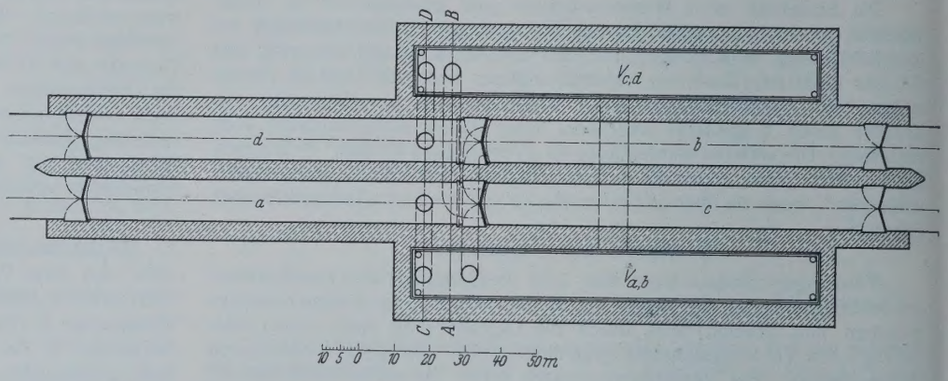


Abb. 2b. Grundriß.

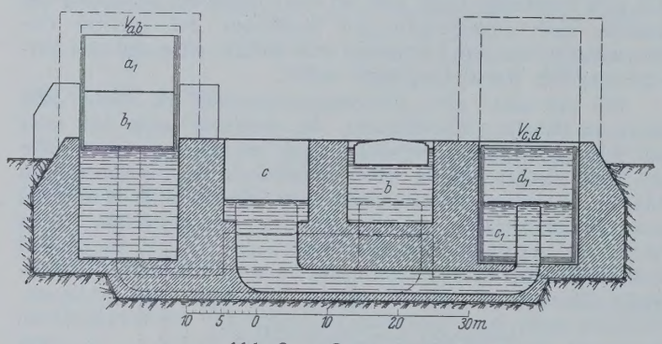


Abb. 2c. Querschnitt *A—B*.

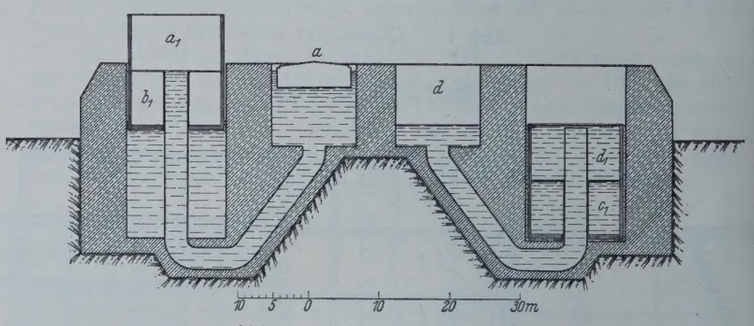


Abb. 2d. Querschnitt *C—D*.

Abb. 2a bis d. Verdrängerschleuse Bauweise Schneiders.

Senkt man nun den Schwimmer $V_{a,b}$ und hebt dadurch $V_{c,d}$ (Stellung III in Abb. 2a), so entleert sich *a* auf Mittelwasser, *b* auf Unterwasser, *c* füllt sich auf Mittelwasser und *d* auf Oberwasser, das Schiff in *d* fährt ins Oberwasser aus, das Schiff in *a* kann nach *c* weiterfahren, während *b* ein Schiff aus dem Unterwasser aufnimmt.

Um die volle[3]) Wasserersparnis zu erzielen, benötigt Schneiders die

[3]) Die Verbindung durch Querkanäle gestattet ohnehin eine Wasserersparnis von 50% (siehe Franzius, S. 486 u. 487).

c) Bauweisen Proetel.

Unabhängig von Schneiders hat auch Proetel die Frage der Schleusung ohne Wasserverbrauch mit Hilfe von Verdrängerschleusen zu lösen gesucht und ist, fußend auf seiner schon über zwanzig Jahre zurückliegenden Haupterfindung[4]), schließlich zu dem in Abb. 3 dargestellten Vorschlag für eine „Schwimmerschleuse mit Preßluftbetrieb“[5]) gekommen, die den Niederschlag seiner Untersuchungen bilden dürfte.

[4]) Franzius, Verkehrswasserbau, S. 497 bis 499.

[5]) Die Bezeichnung „Schwimmerschleuse“ will hier etwas ganz anderes sagen als die für die Gruppe 3 der Übersicht gewählte Bezeichnung „Schwimmerhebewerk“. Zur deutlichen Unterscheidung sei hier statt „Schwimmerschleuse“ „Verdrängerschleuse“ gesagt; die Unterscheidung gegenüber der Verdrängerschleuse von Proetel mit einem festen Verdränger ist durch den Zusatz „mit Preßluftbetrieb“ gegeben.

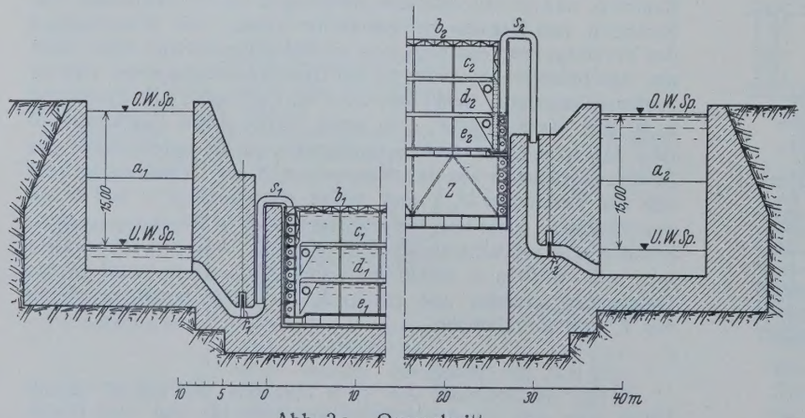


Abb. 3a. Querschnitt.

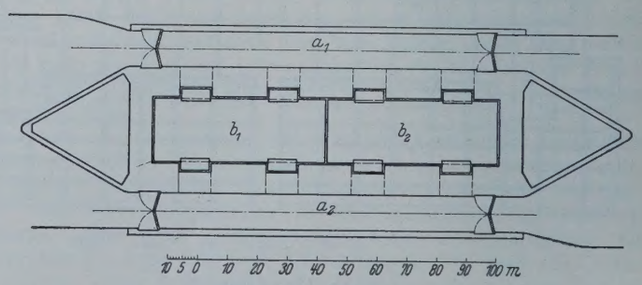


Abb. 3b. Grundriß.

Abb. 3a u. b. Verdrängerschleuse mit Preßluftbetrieb Bauweise Proetel.

Die Lösung ist für eine Zwillingschleuse gegeben. Einrichtung und Wirkungsweise der Schleuse sind kurz folgende:

Zwischen den Schleusenkammern a_1 und a_2 befindet sich ein Verdrängerbecken mit den Verdrängern b_1 und b_2. Jeder Verdränger faßt die Hälfte des Schleusungswassers einer Schleusenkammer in drei übereinanderliegenden Behältern (c_1, d_1 und e_1 bezw. c_2, d_2 und e_2). Der Verdränger b_2 ist außerdem mit einer Luftkammer z von solcher Höhe ausgestattet, daß er, je nachdem durch Schieber r und Saugheberleitungen s die Verbindung mit a_1 oder a_2 hergestellt ist, jeweils die obere Hälfte des Schleusungswassers jener Kammer aufzunehmen vermag. Der Verdränger b_1 schwimmt entsprechend tiefer und kann die untere Hälfte des Schleusungswassers der einen oder der anderen Kammer aufnehmen. Ist, wie in Abb. 3a dargestellt, b_1 gefüllt und in tiefster Stellung, dann ist b_2 in Höchststellung gedrückt und entleert, die Schleusenkammer a_1 ist leer, a_2 gefüllt. Die nach b_2 führenden Saugheberleitungen sind gegen a_1 geschlossen, gegen a_2 offen[6]), umgekehrt die Saugheberleitungen nach b_1. Eine kleine Senkung von b_2 bewirkt Füllung seiner Behälter aus der oberen Hälfte von a_2; gleichzeitig hebt sich b_1 und gibt sein Wasser in die untere Hälfte von a_1 ab. Jetzt werden die Saugheberleitungen zwischen a_1 und b_1 geschlossen und diejenigen zwischen a_2 und b_1 geöffnet, ebenso schließt man die Saugheberleitungen zwischen b_2 und a_2 und öffnet diejenigen zwischen b_2 und a_1. Der Verdränger b_1 senkt sich wieder, nimmt die untere Hälfte des Schleusungswassers von a_2 auf und hebt den Verdränger b_2, damit er seinen Inhalt in die obere Hälfte von a_1 abgeben kann: a_2 ist jetzt geleert, a_1 gefüllt. Die Anordnung der Schleusenkammern, Verdränger und Saugheber im Grundriß zeigt Abb. 3b.

Bei der Proetelschen Schleuse kehren sowohl die Vorschläge von Schnapp (Schwimmer mit Belastungskammern und Gegenbehältern) wie diejenigen von Schneiders (zwei Verdrängerschwimmer in einem Verdrängerbecken) wieder. Durch sehr sinnreiche Verbesserungen wird aber erreicht, daß jeder Verdränger nur den Fassungsraum einer halben Schleusenfüllung haben muß. Dazu kommt noch die Luftkammer z mit

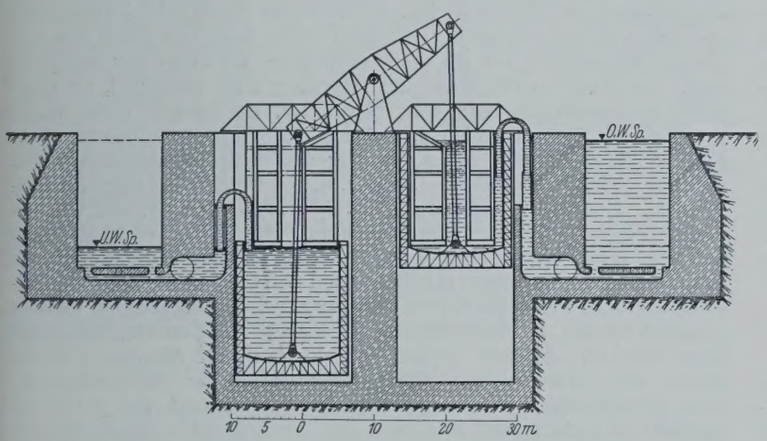


Abb. 4. Verdrängerschleuse mit festem Verdränger, Bauweise Proetel. Querschnitt.

einem Fassungsraum von $^1/_3$ einer Schleusenfüllung. Die Anordnung von je drei Behältern in jedem Verdränger und die Anwendung von Luft verschiedener Dichte (verdünnte Luft in den Behältern c, atmosphärischer Luftdruck in den Behältern d und verdichtete Luft in den Behältern e) bringen den Vorteil mit sich, daß das Verdrängerbecken verhältnismäßig hoch zu liegen kommt und alle drei Behälter sich, obwohl in verschiedener Höhenlage, aus einer Verbindungsleitung gleichmäßig füllen, bezw. in sie entleeren. Das Verdrängerbecken ergibt sich so zwischen den beiden Schleusenkammern mit verhältnismäßig niedrigen Aufwendungen, und die mit den Verdrängern heb- und senkbaren Saugheberverbindungen ohne erforderliche Eindichtung[7]) in Stopfbüchsen bilden in bezug auf Betriebsicherheit eine außerordentlich günstige Lösung gegenüber den Teleskoprohren von Schneiders.

Alles in allem bedeutet die Proetelsche Schleuse einen wesentlichen Fortschritt gegenüber den Vorschlägen von Schneiders. Es muß aber darauf hingewiesen werden, daß die Anwendung von Luft verschiedener Dichte, die zwischen den Behältern c bezw. e pendelt, die Betriebsprobe erst wird bestehen müssen und auf jeden Fall ein gut Teil der Ersparnisse an Baukosten durch Erhöhung der Betriebskosten aufheben wird. Zu den Behälterräumen und dem Luftraum z im Ausmaß von $^1/_2 + ^1/_6 = ^2/_3$ einer Schleusenfüllung (auf je eine Einzelschleuse berechnet) kommen noch hinzu die Schwimmkammern zum Ausgleich des Eigengewichts der Verdränger. Dieses Gewicht ist, da die Verdränger ein- und austauchen, ein wechselndes, und sein Ausgleich erfordert einen weiteren zusätzlichen Kosten- oder Arbeitsaufwand.

Auf eine Einzelschleuse angewendet, wirken sich die Vorschläge von Proetel wirtschaftlich bei weitem nicht so günstig aus wie für eine Zwillingschleuse, weil die zweite Schleusenkammer durch ein Becken von gleicher Aufnahmefähigkeit ersetzt werden muß.

Ein zweiter Vorschlag von Proetel für eine Verdrängerschleuse ist in Abb. 4 für eine Zwillingschleuse dargestellt. Es handelt sich um eine Verdrängerschleuse mit heb- und senkbaren Behältern für die volle Schleusungswassermenge, die sich gegen feste Verdränger bewegen. Bestandteile und Wirkungsweise dieser Schleuse sind ohne weiteres klar: Die den Schleusenkammern zugeordneten Wasserbehälter sind mit Hängestangen an einem Wagebalken aufgehängt und können gegen die über den Behältern an Trägern fest aufgehängten Verdränger bewegt werden. Hierdurch wird wechselweise der Wasserinhalt der Becken in die Schleusenkammern gedrückt, die durch Saugheber mit den Behältern verbunden sind. Die gleichmäßige Füllung der Schleusenkammern und Entleerung der Behälter wird durch entsprechende Höhenanordnung und durch gleiche wagerechte Flächen der Kammern und Verdränger erreicht.

Die Wasserersparnis muß hier teuer erkauft werden. Es sind erforderlich für jede Schleusenkammer: der bewegliche Wasserbehälter vom Fassungsraum einer Schleusungswassermenge, der feste Verdränger vom gleichen Rauminhalt, die Kammer für den Behälter und Verdränger, also vom Fassungsraum der doppelten Schleusungswassermenge, der Wagebalken, die Beckenaufhängung, die Träger für die Verdränger und die Saugheberleitung. Bei so großen Aufwendungen wird diese Schleuse, so einfach und betriebssicher ihre Wirkungsweise auf den ersten Blick erscheint, wirtschaftlich nicht wettbewerbsfähig sein und kaum für eine Ausführung in Frage kommen. Noch weniger die Ausführung des Vorschlags für eine Einzelschleuse, wo zu den aufgezählten Aufwendungen noch die Gegengewichte der Wagebalken für die Hebung der Schleusenfüllung kommen und bei ganz wesentlicher Verminderung und Verkleinerung der einzelnen Bestandteile schließlich das mechanische Schiffshebewerk mit zwei Wagebalken übrigbleibt.

III. Die Schwimmtrogschleusen.

Die Schleusen, bei denen als Hilfsmittel für die Schleusung ohne Wasserverbrauch ein schwimmender Trog als Schiffsbehälter benutzt wird, sind, wie erwähnt, zu unterscheiden in Unterwasserschleusen und in Tauchschleusen, beide so benannt in Anlehnung an die Bezeichnungen „Unterseeboot“ und „Tauchboot“. Bei den ersteren legt der Schwimmtrog seinen Förderweg lediglich durch Unterwasserfahrt zurück, bei den letzteren durch Tauchfahrt und Unterwasserfahrt bezw., wenn der Trog nicht völlig untertaucht, lediglich durch Tauchfahrt. Demgemäß wären die meisten bisher unter dem Namen „Tauchschleusen“ bekannten Schwimmtrogschleusen in „Unterwasserschleusen“ umzutaufen. Das Kennzeichnende für die hier gewählte Bezeichnung sind die Lage und der Weg des Schwimmtroges in bezug auf den Wasserspiegel. Hiernach ist es ganz unrichtig, das Böhmlersche Schiffshebewerk, bei dem der Trog auf wagerechte, stets unter Wasser befindliche Schwimmer abgestützt

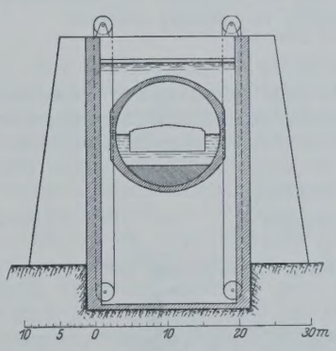


Abb. 5a. Querschnitt.

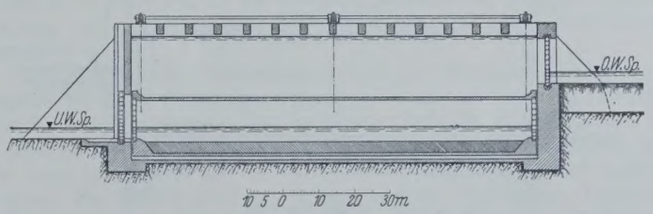


Abb. 5b. Aufriß.

Abb. 5a u. b. Unterwasserschleuse Bauweise Rowley.

durch die Luft gehoben wird, als „Tauchschleuse“ zu bezeichnen; „Schwimmerhebewerk“ ist die richtige Bezeichnung dafür.

a) Die Unterwasserschleusen.

1. Bauweise Rowley.

Ein Modell dieser Schleuse war von Rowley anläßlich des Binnenschiffahrtkongresses zu Manchester im Jahre 1890 ausgestellt. Rowley

[6]) In Abb. 3a unrichtig dargestellt.

[7]) Dies gilt ohne weiteres nur für geringere Gefälle; im gewählten Beispiel der Abb. 3a ist der eine Heberschenkel in den Steigschacht eingedichtet.

fußte mit seiner Erfindung auf der von Robert Velden erfundenen „Tauchschleuse“ mit Wasserverbrauch, die diesem im Jahre 1794 in England patentiert worden war. Der weit wertvollere Gedanke der Schleusung ohne Wasserverbrauch mit Hilfe eines stets unter Wasser befindlichen Schleusentroges ist also nicht Velden, sondern Rowley zuzuschreiben. Die Anordnung dieser ersten Unterwasserschleuse in ihrer ursprünglichen, für nur kleine Schiffsgefäße bemessenen Form ist im VIII. Band, III. Teil des Handbuches der Ingenieurwissenschaften auf Seite 353 der 4. Auflage dargestellt.

Ein Grundquerschnitt und ein Längenschnitt der aus der Rowleyschen Erfindung hervorgegangenen Unterwasserschleuse ist in Abb. 5 wiedergegeben:

Um den Schiffstrog ständig unter Wasser halten zu können, ist es notwendig, zwischen der Oberwasser- und Unterwasserhaltung ein Becken einzuschalten, dessen Spiegel entsprechend höher liegt als der Oberwasserspiegel. Es ist gegen das Oberwasser und Unterwasser je durch ein Tor geschlossen. Ebenso hat der als Zylinder ausgebildete Schleusentrog je einen beweglichen Abschluß auf beiden Seiten. Nachdem das Schiff z. B. von der Oberwasserseite her in den an die obere Stirnwand des Trogbeckens wasserdicht angeschlossenen Trog eingefahren ist, werden Trog und Becken geschlossen, und der Trog wird unter dem geringen Aufwand an Arbeit, der zur Überwindung der Bewegungswiderstände erforderlich ist, — beiderseits sicher geführt — in die Unterwasserstellung abgelassen, dort an die unterwasserseitige Stirnwand des Tauchbeckens dicht angeschlossen und gibt seine Fracht an das Unterwasser ab, nachdem Becken- und Trogtor geöffnet sind.

Ein beachtenswerter Vorschlag, die Unterwasserschleuse zu verwirklichen, ist anläßlich des Wettbewerbs für ein Schiffshebewerk im Zuge des Donau-Oder-Kanals bei Prererau von 36 m Höhe im Jahre 1905 von den holländischen Ingenieuren Wouter Coul und C. E. W. van Panhuys gemacht worden [8]). Der Arbeit der beiden Ingenieure gebührt das Verdienst, daß sie die Vorzüge der Unterwasserschleuse gegenüber den übrigen Schiffshebewerken zum Überwinden hoher Gefälle schon damals mit Recht stark betont und wohl zum ersten Male die Einzelheiten der Ausführung und desBetriebes einer solchen Schleuse behandelten. Dem Vorschlage haftet der Mangel an, daß der Schwimmtrog in seinen Endstellungen immer die gleiche Lage gegenüber dem Wasserspiegel des Trogbeckens einnimmt und die Anpassung an den veränderlichen Wasserstand der Haltungen durch Veränderung der Wassertiefe des Trogwassers, also durch Aufnahme von Wasser in den Trog oder Abgabe von Wasser aus ihm, bewirkt wird.

Erneute Beachtung hat sodann die Unterwasserschleuse anläßlich der Entwurfsbearbeitung für die Neckarkanalisierung bei der Neckarbaudirektion Stuttgart gefunden. Bei dieser Gelegenheit sind in den Jahren 1918 bis 1923 eine Reihe von Patenten an Burckhardt erteilt worden, die auf eine Verbesserung der Einrichtungen und des Betriebes der Unterwasserschleuse in der ursprünglichen Grundform von Rowley abzielen.

2. Bauweise Böhmler.

Etwa zu gleicher Zeit versuchte Böhmler, der Unterwasserschleuse bei der Ausführung der Neckarkanalisierung dadurch Eingang zu verschaffen, daß er ihr die aus Abb. 6 ersichtliche, grundlegend geänderte

Abb. 6a. Aufriß.

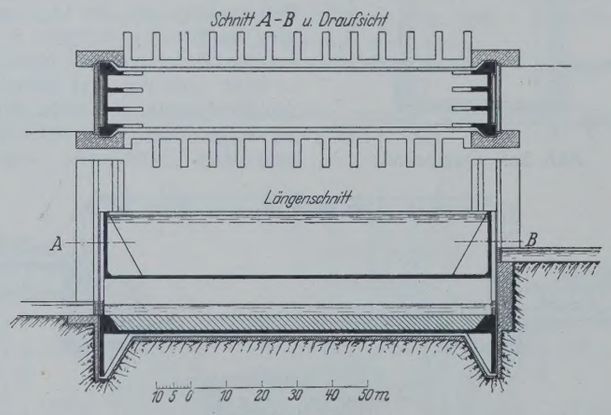


Abb. 6b. Grundriß.

Abb. 6a u. b. Unterwasserschleuse Bauweise Böhmler.

Form gab: er wählte als Verschlüsse des Trogbeckens bewegliche Abschlußschilde, die wie Schütze in lotrechten Falzen der beiderseitigen festen Widerlagerbauten unter ständiger Abdichtung gegen diese laufen und weit genug nach oben und unten reichen, um den Höhenweg des Schleusentrogs mitmachen und dabei den Beckenabschluß aufrechterhalten zu können. Diese Schilde werden beiderseits von den offenen Trogenden durchbrochen, so daß nur für den Abschluß der Trogfüllung und des Kanals niedere Trog- und Haltungstore auf beiden Seiten notwendig werden, die eingeschleusten Schiffe aber die Verbindung mit der Außenwelt behalten. Trotz dieses unstreitbaren Vorzuges, der vor allem in einer sehr großen Vereinfachung des Schleusungsverfahrens besteht, hat sich auch die Böhmlersche Unterwasserschleuse nicht durchsetzen können.

3. Vorzüge und Nachteile der Unterwasserschleusen.

Das Schleusungsverfahren mit Hilfe der Unterwasserschleuse in jeder Form ist hinsichtlich der Wasserbewegung zweifellos ein sehr einfaches, fast vollkommenes zu nennen; der Trog schwebt völlig untergetaucht im Wasser und ist ohne wesentlichen Kraftaufwand nach jeder Richtung beweglich. Es hat den besonderen Vorzug — auch vor der Schiffsbeförderung mit der Kammerschleuse —, daß eine Hebung oder Senkung der Haltungswasserspiegel nicht stattfindet und das zu fördernde Schiff mit strömendem Wasser nicht in Berührung kommt. Wenn trotzdem mit diesem Schleusungsverfahren bisher ein praktischer Versuch nicht gemacht worden ist, so sind wohl in erster Linie die Bedenken daran schuld, die ganz gefühlsmäßig gegen die Betriebsicherheit der Schleusung unter Wasser bestehen, in zweiter Linie sind es wohl auch wirtschaftliche Bedenken.

Was zunächst die Betriebsicherheit anlangt, so sind alle nach dieser Richtung hin vorgebrachten Gründe gegen die Unterwasserschleuse nicht stichhaltig, wenn nur die geologischen Vorbedingungen für eine sichere Anlage des Trogbeckens gegeben sind. Die heutige Technik ist zweifellos in der Lage, einen brauchbaren Schleusentrog zu bauen, der allen Kräftebeanspruchungen auf die Dauer gewachsen und auch dicht genug ist. Das Gleiche gilt von den Trogabschlüssen. Fraglos ist, daß der Trog auch mit Hilfe von Motoren und Führungen zwangläufig in vollständig wagerechter Lage sicher auf und ab bewegt werden kann. Alle Befürchtungen wegen des sicheren Anschlusses des Troges an die Stirnwände des Trogbeckens sind grundlos. Es gibt keinen besseren Abschluß gegen die Haltungen hin, als wenn der Koloß von Schwimmtrog nach allen Richtungen geführt vor der Öffnung liegt und durch den einseitigen Wasserdruck auf die große Stirnfläche des Trogs fest angepreßt wird. Da bedarf es von seiten des Ingenieurs nicht mehr viel, um diese Kräfte so auszunutzen, daß eine brauchbare, das Becken völlig sicher abschließende Dichtung entsteht, und man darf mit Bestimmtheit erwarten, daß hier ein mindestens ebenso sicherer und sicher wirkender Abschluß zustande gebracht werden wird, wie z. B. am Unterhaupt einer Schachtschleuse. Und welche Einrichtung der Unterwasserschleuse, und welchen Betriebsvorgang man auch sonst in Betracht ziehen mag, es ist durchaus unrichtig, gegen diesen einfachen Schleusungsvorgang betriebstechnische Bedenken geltend machen und behaupten zu wollen, die Unterwasserschleuse arbeite weniger sicher oder sie könne vor Betriebsgefahren weniger geschützt werden, als beispielsweise ein Aufzug, mit dem Trog und Schiff durch die Luft befördert werden. Es handelt sich offenbar vielmehr darum, ein Vorurteil gegen die Unterwasserfahrt zu überwinden, das nicht gerechtfertigt ist. Der Trograum kann während der Fahrt mit elektrischem Licht taghell beleuchtet und durch Schächte ständig mit der Luft in Verbindung gehalten werden. Was man aber seitens der Betriebsleitung notwendigerweise von dem Schleusungsvorgang sehen muß, das kann auf eine Schalttafel des Betätigungsraums so klar und übersichtlich übertragen werden, als man es nur wünscht. Für die Mannschaft, die sich während der Schleusung im Trog aufhält, können völlig wasserabgeschlossene, mit der Luft in Verbindung gesetzte Räume geschaffen werden, in denen sie weitgehend gesichert ist. Es gibt somit bei Unterwasserschleusen keine Betriebsgefahr, die man zum mindesten nicht ebenso sicher bannen könnte, wie beim Schleusen mittels eines Schwimmerhebewerkes oder eines Aufzuges.

Zieht man einen Vergleich zwischen der Unterwasserschleuse in ihrer ursprünglichen Form mit vom Schwimmbecken losgelöstem Trog unter Berücksichtigung der vorgeschlagenen und etwa noch vorzuschlagenden Verbesserungen mit der Böhmlerschen, so fällt er hinsichtlich der Betriebsicherheit zugunsten der ersteren aus. Das beiderseitige Offenhalten der Trogröhre bringt zwar eine große Vereinfachung der Ein- und Ausfahrt mit sich — und darin besteht zweifellos der Vorzug der Böhmlerschen Schleuse —, die großen Schilde als bewegliche Abschlüsse des Trogbeckens sind aber keine glückliche Lösung, und ihre Nachteile überwiegen die genannten Vorteile. Es ist und bleibt ein Wagnis, ein Becken von so großen Abmessungen mit Wasserdrücken, die 25 bis 30 und mehr Meter Wassersäule betragen, beiderseits nur mit beweglichen Verschlüssen von solchen Ausmaßen abschließen und während der Trogfahrten ständig dicht halten zu wollen. Für ein Schleusengefälle von nur 10 m Höhe sind beispielsweise Schilde von nicht weniger als 35 m Höhe mit einer Länge der Dichtungsflächen von je rd. 90 m erforderlich. Das Trogbecken der Böhmlerschleuse erhält so zwei schwache Stellen von ungewöhnlichen Ausmaßen. Es erscheint darum aus technischen und wirtschaftlichen

[8]) Siehe Bericht der genannten Ingenieure zum 10. Schiffahrtkongreß in Mailand, 1905.

Gründen unbedingt richtig, die großen Schilde, die im Bau und Betrieb besondere Aufmerksamkeit und Kosten erheischen, wieder zu verlassen und zu der ursprünglichen Unterwasserschleuse mit dem während der Schleusung für sich verschlossenen Schwimmtrog und besonderen Häupterabschlüssen des Beckens zurückzukehren, wie dies bei den Burckhardtschen Vorschlägen bereits geschehen ist.

Etwas weniger günstig als die Frage der Betriebsicherheit der Unterwasserschleuse in der letzteren Form ist ihre Wirtschaftlichkeit zu beurteilen. Wo günstige Vorbedingungen für die Anlage des Trogbeckens gegeben sind, wo ein großer Höhenunterschied zu überwinden und das Speisungswasser schwer zu beschaffen ist, da kann die Unterwasserschleuse zweifellos in wirtschaftlicher Hinsicht den Wettbewerb mit der Sparschleuse aufnehmen, im übrigen wird von Fall zu Fall entschieden werden müssen, welches Hebewerk am wirtschaftlichsten ist. Hierbei können besonders die geologischen Verhältnisse eine entscheidende Rolle spielen, wie sich das bei der Stufe Niederfinow gezeigt hat.

Versucht man allgemein die Aufwendungen für eine Kammerschleuse mit Sparbecken und für die entsprechende Unterwasserschleuse miteinander zu vergleichen, so steht wohl außer Frage, daß die Herstellung des Schleusentroges geringere Kosten verursacht, als diejenige der Schleuse und der Sparbecken zusammen, selbst bei günstigsten Gründungsverhältnissen der Sparschleuse, und es entsteht die Frage, wieweit die Kosten für die Herstellung des Trogbeckens noch aus den Ersparnissen für die Trogherstellung gegenüber den Aufwendungen für die Schleuse mit den Sparbecken gedeckt werden können. Der besondere Aufwand der Unterwasserschleuse für die Erzielung der Wassererspamis besteht in der Schaffung dieses Beckens. Während bei der Verdrängerschleuse die Wassererspamis durch mehrmalige Schaffung des Raumes für das Schleusungswasser erkauft wird, muß bei der Unterwasserschleuse zum mindesten einmal der Fassungsraum für das Wasser hergestellt werden, das der Schleusentrog vom Trogwasserspiegel bis zum Trogscheitel verdrängt. Bei der Unterwasserschleuse in ihrer ursprünglichen Form wird in Wirklichkeit ein Wasserraum geschaffen, der die Spiegelbreite des Beckens zur Grundfläche und mindestens den Abstand Trogwasserspiegel bis Trogscheitel zur Höhe hat. Wendet man zur seitlichen Begrenzung des Trogbeckens Böschungen an, so wird er noch größer. Die Schaffung dieses Trogbeckens mit um mindestens 6 bis 8 m oder noch mehr über das Oberwasser erhöhtem Spiegel ist es, was samt den Aufbauten für die beiderseitigen Häupter und die Trogführungen sehr erhebliche Kosten verursacht. Es entsteht daher die Frage: Lassen sich diese Kosten nicht verringern, oder läßt sich die Herstellung dieses erhöhten Beckens, das auch bautechnisch seine Schwierigkeiten hat, nicht umgehen?

Die Beantwortung dieser Frage führt zu der Aufgabe, Einrichtungen zu finden, die es ermöglichen, einen im Oberwasser schwimmenden Schleusentrog auf der Talfahrt untertauchen und bei der Bergfahrt wieder austauchen zu lassen; die Lösung der Aufgabe setzt an die Stelle der Unterwasserschleuse die Tauchschleuse.

b) Die Tauchschleusen.

1. Der Schwimmtrog nach Bauweise Menickheim.

Als erster Versuch zu einer Tauchschleuse ohne Wasserverbrauch ist der seit April 1920 durch D.R.P. Nr. 389 387 geschützte und in den Grundzügen durch Abb. 7 wiedergegebene „Schwimmtrog" von Menickheim anzusprechen. Die Schleusung geschieht mit Hilfe eines oben offenen, im Oberwasser schwimmenden Troges T, der mit Belastungskammern B und Ausgleichbehältern L ausgerüstet ist, und durch das aus der Unterwasserhaltung entnommene Belastungswasser zum Eintauchen und Niedergehen bis Unterwasserhöhe gebracht wird. Dabei taucht der Trog annähernd bis zur Oberkante seiner Seitenwände ein, er könnte aber ebensogut oben geschlossen sein und völlig unter den Oberwasserspiegel untertauchen[9]). Das Kennzeichnende der Schleuse von Menickheim ist, daß die Sohle der Belastungskammern des Troges zum mindesten herunterreichen muß bis zum Unterwasserspiegel, damit bei einer kleinen Senkung der Schleuse in Oberwasserstellung die Belastungskammern sich aus dem Unterwasser füllen und so den Trog in die Unterwasserstellung bringen können. Die Hebung geschieht entsprechend durch Rückgabe des Belastungswassers in die Unterwasserhaltung. Der Trog muß überdies über dem Oberwasserspiegel noch mindestens die Höhe des Schleusengefälles haben, also im ganzen mindestens doppelt so hoch sein als die Schiffahrtstufe. Bei großen und sehr großen Gefällen wird diese Schleuse mit Vorteil nicht mehr verwendet werden können, weil sie eine Vertiefung des Unterwasserkanals von mehr als Schleusengefällhöhe unter den Unterwasserspiegel verlangt.

[9]) Diese Umgestaltung wäre ohne weiteres möglich: Die Belastungskammern von der Höhe des Tauchweges des oben geschlossenen Schwimmtroges wären nur so an den letzteren anzuhängen, daß ihre Sohle in der Oberwasserstellung des Troges mit dem Unterwasserspiegel auf gleicher Höhe läge.

Der Vorschlag Menickheim ist für kleinere Gefälle beachtenswert. Vorteilhaft für die Menickheimsche Lösung ist, daß als Gegenbehälter zu den Belastungskammern des Troges der Unterwasserkanal benutzt wird. So kommt man damit aus, den Raum für das ersparte Schleusungswasser nur einmal schaffen zu müssen. Dabei muß aber der Nachteil in Kauf genommen werden, daß während der Trogfahrten im Ober- und Unterwasser durch Verdrängung und Wasserentnahme Strömungen entstehen. Wollte man diese vermeiden, so könnte dies nach Abschluß des Oberwasserkanals oberhalb des Schwimmtrogs geschehen mit Hilfe eines im Unterwasser schwimmenden Verdrängers vom Rauminhalte des Schleu-

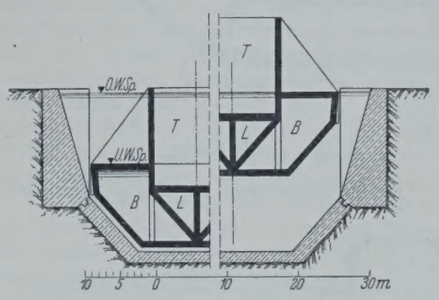


Abb. 7a. Querschnitt.

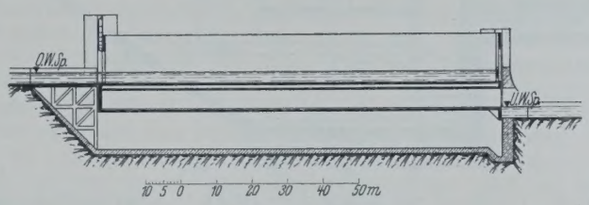


Abb. 7b. Aufriß.

Abb. 7a u. b. Tauchschleuse Bauweise Menickheim.

sungswassers und eines zweiten Behälters vom gleichen Fassungsraum, der auf den Schwimmer im Unterwasser mit Stützen so aufzusetzen wäre, daß er dem Wechsel des Schleusungsgefälles folgen könnte und bei Oberwasserstellung des Schwimmtrogs mit seiner Sohle in Oberwasserspiegelhöhe läge. Das bei einer Talschleusung verdrängte Oberwasser könnte dann von diesem Trog aufgenommen werden und würde mit Hilfe des ins Unterwasser einsinkenden Verdrängers ebensoviel Wasser in die Belastungskammern des Schwimmtrogs verdrängen. Man erkennt also, daß hier völlige Wassererspamis und Ruhelage der Haltungspiegel durch dreimalige Schaffung des Raumes für das Schleusungswasser erkauft werden müßte und könnte.

Dem Schwimmtrog haftet außerdem der Nachteil an, daß er als Abschluß des Trogbeckens gegen das Unterwasser den beweglichen Schild der Unterwasserschleuse von Böhmler hat.

2. Die Tauchschleuse mit festem Gegenbehälter (Bauweise Rothmund).

Der Schwimmtrog von Menickheim stellt in der vom Erfinder dargebotenen Form eine Tauchschleuse für den Sonderfall dar, daß der Trog oben offen ist, also nur ein Eintauchen und nicht ein Untertauchen stattfindet. Er ist überdies nur für beschränkte Gefällhöhen verwendbar. Der dafür angegebene Höchstbetrag von 12 m dürfte die wirtschaftliche Grenze erheblich überschreiten. Demgegenüber ist der in Abb. 8 bis 11 dargestellte Vorschlag des Verfassers für eine Tauchschleuse mit festem Gegenbehälter[10]) als eine allgemeine Lösung anzusprechen. Da der Vorschlag in der hier gewählten Form erstmals der Öffentlichkeit übergeben wird, dürfte es angebracht sein, ihn etwas eingehender zu erläutern: Abb. 8 zeigt im Querschnitt das Grundsätzliche der Einrichtung und Anordnung eines oben offenen Troges mit nur einer Belastungskammer und einem Gegenbehälter und läßt das Verfahren der Schleusung über Wasser erkennen, in Abb. 9 u. 10 ist der oben geschlossene Trog mit beliebiger Wölbung und die Schleusung durch Untertauchen und Unterwasserfahrt dargestellt.

Der schwimmende Schleusentrog S ist mit Belastungskammern a_1, b_1 ausgestattet, die in Oberwasserstellung leer sind und dem Trog den seinem Gewicht samt Trogfüllung entsprechenden Auftrieb verleihen. Der Trog ist beiderseits durch Tore verschließbar. Das zu Tal schleusende Schiff fährt vom Oberwasser her in den vor dem Haltungsabschluß liegenden Trog ein, das Obertor wird geschlossen und der Trog in die Unterwasserstellung abgesenkt, indem den Belastungskammern so viel Wasserballast zugeleitet wird, als er beim Eintauchen an Wasser verdrängt. Das Belastungswasser wird bereitgehalten in Gegenbehältern a_2, b_2, die am Ufer in solcher Höhenlage und in solcher Form fest angeordnet sind, daß in jeder Gleichgewichtschwimmlage des Troges zwischen der Oberwasser- und der Unterwasserstellung, bezw. der Stellung beim völligen Eintauchen, die Belastungskammern und Gegenbehälter untereinander gleiche Wasserspiegellage und Wasserspiegelfläche aufweisen, und daß die Wasserspiegel-

[10]) D. R. P. Nr. 457 466.

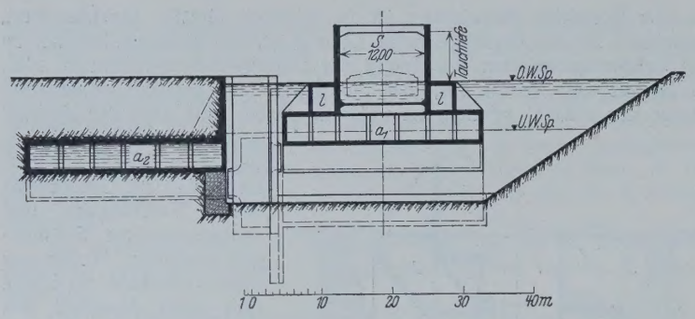


Abb. 8. Offener Tauchtrog in Oberwasserstellung, einstockige Bauweise.

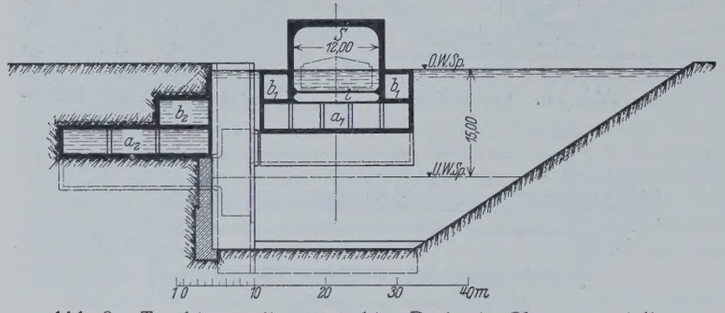


Abb. 9. Tauchtrog mit wagerechter Decke in Oberwasserstellung, zweistockige Bauweise.

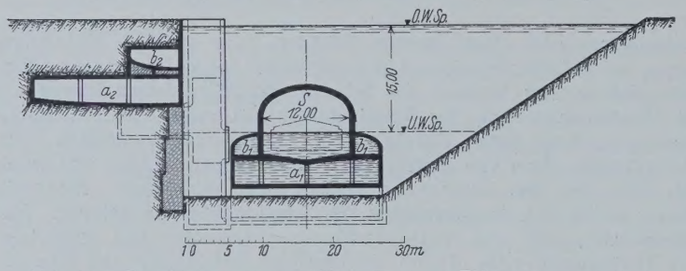


Abb. 10. Tauchtrog mit gewölbter Decke in Unterwasserstellung, zweistockige Bauweise.

fläche der Behälter je doppelt so groß ist als die vom Trog verdrängte Spiegelfläche. Das ist die Kennzeichnung der Lösung. Sie ergibt sich daraus, daß einer Senkung des Troges um Δh die Abgabe einer Wasserschicht $\Delta h/2$ aus den Gegenbehältern und die Aufnahme einer ebenso starken Schicht in die Belastungskammern entspricht. Ist die augenblicklich durch den Trog verdrängte Fläche F, so erreicht man die in diesem Augenblick erforderliche Belastungswassermenge $\Delta Q = F \cdot \Delta h$ durch die doppelten Spiegelflächen in den Behältern: $\Delta Q = 2F \cdot \frac{\Delta h}{2}$.

Die Form und Anordnung der Behälter für das Pendelwasser ist dadurch erklärt. Sie können ein- und zweistockig angeordnet werden. Der Schnappsche Grundgedanke der schwimmenden Behälter mit festen Gegenbehältern hat auch hier seine Anwendung wieder gefunden. Abb. 8 zeigt eine einstockige Anordnung der Pendelwasserbehälter, in Abb. 9 u. 10 ist die zweistockige wiedergegeben. Die einfachste und gedrungenste Bauweise des Troges ist diejenige nach Abb. 9 u. 10. Hier müssen aber die Verbindungsleitungen zwischen den Belastungskammern und Gegenbehältern für jedes Stockwerk getrennt ausgeführt werden, wenn man nicht zu dem Proetelschen Ausweg der Anwendung verschiedener Luftdichte greifen will.

Die einstockige Bauweise erscheint deshalb nicht unzweckmäßig, weil es erwünscht ist, die Zahl der Verbindungsleitungen zwischen den beweglichen Belastungskammern und ihren festen Gegenbehältern möglichst niedrig zu halten. Überdies wird bei der einstockigen Anordnung zwischen dem Wasserspiegel (bei OW-Stellung) und der Belastungskammer der Platz frei für Luftkammern 1, die ausgenutzt werden können zur Unterbringung von Pumpen, Motoren, Leitungen u. a. m., zur Schaffung von wasserdicht abgeschlossenen Mannschaftsräumen und schließlich zu Ballasträumen, die zum Ausgleich des Troggewichtes und u. U. zur Regelung der Schwimmlage bei verschiedenen Wasserständen notwendig sind.

Eine besonders große Bedeutung für die Sicherheit des Betriebes und damit zugleich für die Entscheidung der Frage, ob dem neuen Vorschlage der Tauchschleuse das für die praktische Anwendung erforderliche Vertrauen entgegengebracht werden darf, kommt der Verbindungsleitung zwischen dem Schwimmtrog und dem Gegenbehälter zu. Sie hat die Aufgabe, das Pendelwasser in sekundlichen Mengen von 20 bis 30 m³ zwischen den Behältern zu befördern. Dabei soll sie nicht nur 6 bis 8 m unter dem Haltungswasserspiegel den freien Wasserspiegel der Pendelwasserbehälter gewährleisten, sondern auch die durchsickernden Haltungswassermengen innerhalb niederster Grenzen halten und bei aller Betriebssicherheit möglichst geringe Arbeitsverluste infolge Reibung verursachen.

Für Verbindungsleitungen zwischen beweglichen Behältern oder zwischen festen und beweglichen Behältern liegen Vorschläge aus den Patenten von Schnapp, Schneiders und Proetel in Form von Gelenkrohren, Teleskoprohren und Saughebern vor. Alle drei Verbindungsarten erscheinen aber hier im Betriebe nicht zuverlässig genug. Am ehesten kämen für kleine und mittlere Gefälle noch Saugheber in Frage. Da sie aber beweglich sein und mit Stopfbüchsen eingedichtet werden müßten, so wären bei der großen Massenwirkung des Troges Beschädigungen dieser Saugheberleitungen zu befürchten. Biegsame Schlauchverbindungen verbieten sich schon wegen der hohen Kosten. Es mußte deshalb nach einer anderen Art, zwischen dem beweglichen Trog und dem festen Gegenbehälter eine Verbindungsleitung herzustellen, die den angegebenen Forderungen genügt, gesucht werden. Eine solche ergab sich schließlich in der aus Abb. 11 ersichtlichen Lösung[11]):

Die Verbindungsleitung besteht aus den unter den Pendelwasserbehältern über ihre ganze Breite an Stelle der Böden angebauten Kanälen r_1 und r_2 mit je einem Verschlußventil v_1 bezw. v_2, einem Notverschluß w_1 bezw. w_2 und aus dem Zwischenbehälter s mit den beiden Seitenwänden t_1 und t_2. Die letzteren sind je mit einer Öffnung u_1 bezw. u_2 versehen, die vor den Stirnrahmen der Kanäle r_1 und r_2 liegen, und mit diesen durch die Dichtungsrahmen x_1 und x_2 verbunden. Der Behälter s stellt ein lotrechtes Leitungstück von gleicher Querschnittsgröße dar, wie sie die Kanäle und Durchflußöffnungen aufweisen. Die

[11]) Zum Patent angemeldet.

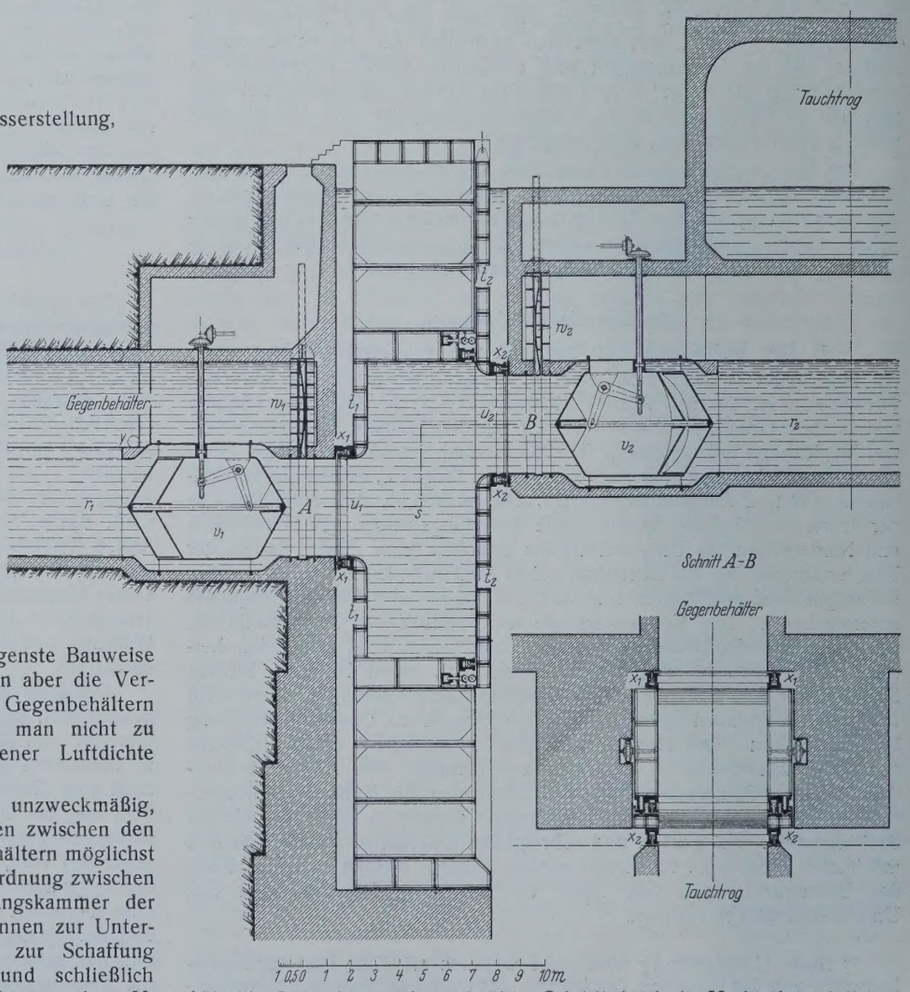


Abb. 11. Lotrechter und wagerechter Schnitt durch die Verbindungsleitung.

Abb. 8 bis 11. Tauchschleuse mit festem Gegenbehälter, Bauweise Rothmund.

Seitenwand t_1 ist fest mit dem Zwischenbehälter s verbunden und wird durch den auf ihr sitzenden Dichtungsrahmen x_1 gegen den Leitungskanal des Gegenbehälters angepreßt. Die Wand t_2 ist als lotrecht bewegliche Schütztafel ausgebildet und (in Oberwasserstellung des Troges gesehen) über die Decke des Zwischenbehälters hinaus um das Maß des lotrechten Tauchweges des Troges verlängert, so daß ihre Oberkante in tiefster Stellung mit der Deckenoberkante des Zwischenbehälters bündig wird. Gegen den Rahmen des letzteren ist die Schütztafel abgedichtet und trägt auf der Trogseite in entsprechender Höhe den Dichtungsrahmen x_2, der den Zwischenraum zwischen der Tafel und Stirnwand des Trogkanals elastisch überbrückt. Dieser Zwischenraum bildet den für seitliche Trogbewegungen während der Tauchfahrt erforderlichen Spielraum. Der Zwischenraum auf der anderen Seite (zwischen r_1 und t_1) könnte dagegen durch eine feste Verbindung überbrückt werden. Da aber der hydraulisch fest angepreßte Dichtungsrahmen gleich gute Dienste tut wie eine feste Verbindung, wird es vorgezogen, das Verbindungsglied zwischen Trog und Gegenbehälter, das alle Dichtungen in sich vereinigt, als völlig selbständigen Bauteil auszubilden, um ihn jederzeit nachsehen und auswechseln zu können. Zu diesem Zweck wird er ebenfalls als Schwimmkörper hergestellt, durch Füllen seiner Luftkammer an seinen Standort abgesenkt — wo er zwischen zwei Führungspfeilern auf einem Betonsockel mechanisch festgelegt wird — und durch Auspumpen wieder zum Hochschwimmen gebracht.

Die Tauchfahrten des Troges werden von der Schütztafel mitgemacht. Am Schlusse der Eintauchfahrt wird der hydraulisch angepreßte Dichtungsrahmen x_2 jeweils selbsttätig zurückgezogen und der Trog dadurch für die Unterwasserfahrt völlig freigegeben, nachdem unmittelbar vorher das Ventil v_1 in rascher Schließbewegung den entleerten Gegenbehälter gegen das Haltungswasser abgeschlossen hat. Die vollständige Loslösung des Schwimmtroges von der Verbindungsleitung und dem Gegenbehälter, die als ein besonderer Vorzug der gefundenen Lösung anzusprechen ist, ist ohne weiteres möglich, weil die gefüllte Belastungskammer eines Abschlusses gegen die Haltung nicht mehr bedarf. Der Trog kann also jede Tiefenfahrt vollziehen wie die Unterwasserschleuse, der Gegen- und Zwischenbehälter bilden lediglich seine Ein- und Austauchvorrichtung. Bei Beginn der Austauchfahrt wird die dichtende Verbindung zwischen Trog und Schütztafel wieder selbsttätig vollzogen und ebenso das Verschlußventil des Gegenbehälters geöffnet.

Die Notverschlüsse dienen dazu, die Ventile bei entleerten Pendelwasserbehältern und leer gepumpten Leitungskanälen nachsehen und, wenn erforderlich, Ausbesserungen vornehmen zu können.

An der Stirn des Gegenbehälters nach der Unterwasserseite hin ist im tiefsten Punkte der Behältersohle ein Entleerungsrohr y eingelegt, das nach einem mit dem Unterwasser verbundenen Behälter in entsprechender Höhenlage führt und nur während der Unterwasserfahrt des Troges, also bei entleertem Gegenbehälter, geöffnet ist. Durch dieses und durch die freie Verbindung der Belastungskammer mit dem Haltungswasser während der Unterwasserfahrt wird die Pendelwassermenge bei jeder Schleusung selbsttätig geregelt: Ein Überschuß fließt durch das Rohr ab, ein Mangel wird aus der Haltung gedeckt.

Für die Zahl und Größe der Verbindungsleitungen zwischen den Pendelwasserbehältern ist das Maß von Arbeit bestimmend, das man während der Tauchfahrten durch Motorenkraft oder Wasserverbrauch aufwenden will, und das durch das zugelassene Druckgefälle zwischen den Spiegeln der Pendelwasserbehälter gegeben ist. Es erscheint wirtschaftlich und betriebstechnisch zweckmäßig, für Schleusen bis zu 120 m Nutzlänge nur eine einzige Verbindungsleitung in Schleusenmitte anzuwenden und die allgemein bei technischen Anlagen im Interesse der Betriebssicherheit erwünschte Herstellung von wichtigen Bauteilen in Doppelzahl dadurch zu ersetzen, daß ein Zwischenbehälter mit allen seinen Bestandteilen im Vorrat beschafft und bereitgestellt wird.

Die Zuverlässigkeit der vorbeschriebenen Verbindungsleitung im Betriebe hängt nun in hohem Maße von dem sicheren Arbeiten der Dichtungen ab. Für diese sind zwei verschiedene Ausführungsarten[12]) vorgesehen:

Die Preßdichtungen zwischen den lotrechten Leitungswänden (t_1, t_2) und den Stirnrahmen der Kanäle (r_1, r_2) werden gemäß Abb. 11 aus einem ringsum geschlossenen Dichtungsrahmen hergestellt, der aus einem Druckgehäuse und einem wagerecht verschieblichen, in das Gehäuse eingedichteten T-förmigen Dichtungsbalken besteht. Dieser wird, ähnlich wie ein Kolben in einem Zylinder, durch Wasser- oder Luftdruck gegen die Dichtungsfläche gepreßt oder von ihr abgehoben. Die Stirnseite des Dichtungsbalkens ist mit einer vorn abgerundeten starken Gummileiste besetzt, welche die Dichtung gegen die Stirnrahmen der Kanäle bewirkt. Um dem Rahmen als Ganzes eine gewisse Nachgiebigkeit zu verleihen, ist an den Ecken der Querbalken des T-Querschnitts jeweils unterbrochen und nur der Steg in Form eines Gummiblocks durchgeführt; hierdurch entstehen vier Gelenke, durch die jede Rahmenseite eine gewisse Beweglichkeit gegenüber den beiden anstoßenden erhält. Das Druckgehäuse steht in dauernder Verbindung mit einem Druckwasser- oder Druckluftbehälter, die Leitung kann während der Tauchfahrt auf sehr starken Druck geschaltet werden, so daß die feste und dichte und dabei doch elastische Verbindung zwischen den Seitenwänden und dem Trog bezw. dem Gegenbehälter während der Tauchfahrten unbedingt gewährleistet ist. Sobald der Trog die Schütztafel verläßt, wirkt der Druck auf Zurückziehen des Dichtungsrahmens. Der Schwimmtrog wird an den beiderseitigen Häuptern und, soweit erforderlich, auch an dazwischenliegenden Punkten (Abb. 15 u. 16) bei seiner lotrechten Bewegung so geführt, daß seine Beweglichkeit nach allen Richtungen den Spielraum des elastischen Dichtungsrahmens nicht überschreitet.

Für die Abdichtung der lotrecht beweglichen Schütztafel t_2 gegen den festen Leitungsrahmen sind zwei Dichtungen vorgesehen (Abb. 11), eine innere, die grundsätzlich ebenso ausgebildet ist wie die vorbeschriebene Preßkolbendichtung, und eine äußere, den inneren Dichtungsrahmen vollständig umschließende. Die lotrechten Seitendichtungen der letzteren werden durch sorgfältigste Paßarbeit als Labyrinthdichtung mit Druckschmierung hergestellt, die wagerechte obere und untere Dichtung wird als Rolldichtung ausgebildet und durch eine mit Gummi besetzte eiserne Walze bewirkt, die mit Hilfe einer auf Preßkolben sitzenden Gegenwalze hydraulisch auf die Schütztafel aufgepreßt und gegen den festen Rahmen abgedichtet wird. Da das Schütz auf Rollen läuft, die den Wasserdruck auf den Rahmen übertragen, so dürfte eine starke Reibung in den geschmierten Laufrahmen der Labyrinthdichtung nicht auftreten. Bei den Gummiwalzen, die ununterbrochen frisch mit Wasser befeuchtet werden, ist das ebenfalls ausgeschlossen.

So darf erwartet werden, daß der äußere Dichtungsrahmen, ohne starke Reibungskräfte auszulösen, eine nahezu vollständige Dichtung bewirken wird und der innere Preßrahmen, um die Restdichtung zu übernehmen, nur noch mit geringem Druck aufgepreßt werden muß.

Ist auf solche Weise dafür Sorge getragen, daß die vorgesehenen Dichtungen der Verbindungsleitung allen Anforderungen genügen und die unvermeidlichen Wasserverluste sich innerhalb niederster Grenzen halten werden, so sind außerdem noch Sicherheitsvorkehrungen notwendig, die im Falle eines unberechenbaren oder unvorherzusehenden Versagens oder einer Beschädigung der Dichtungen oder infolge unrichtiger Bedienung einem Unfall entgegenwirken. Als solche sind die Ventilverschlüsse v der Öffnungen der Pendelwasserbehälter angeordnet. Die größte Gefahr besteht naturgemäß, wenn der Trog in Oberwasserstellung ist: Während aus- und eingeschleust wird, könnte durch Eindringen von Wasser in die leeren Belastungskammern ein rasches Einsinken des Troges und so ein Unfall herbeigeführt werden. Das wird bestimmt verhütet, wenn das Ventil v_2 während der Oberwasserstellung zwangsweise geschlossen und blockiert ist. Der Endausschalter des Trogwindwerks für Oberwasserstellung leitet zugleich das Schließen dieses Ventils ein, und das Inbetriebsetzen des Trogwindwerks für Fahrt abwärts wird durch den Endausschalter für das Öffnen des Ventils bewerkstelligt. Das Ventil v_1 ist umgekehrt während der Unterwasserfahrt und Unterwasserstellung des Troges geschlossen und während seiner Tauchfahrten und der Oberwasserstellung offen.

Diese Ventile werden zugleich als augenblicklich wirkende Verschlüsse eingerichtet und können als solche von der Schalttafel der Betriebsleitung und vom Innern des Troges aus elektrisch betätigt werden. Ihre Auslösung wird außerdem in bekannter Weise selbsttätig bewirkt, sobald die Durchflußgeschwindigkeit des Pendelwassers den für die Senkung und Hebung des Troges festgesetzten Höchstbetrag überschreitet. Der Trog kann also bei rascher Hebung oder Senkung mit Hilfe dieser „Notbremse" jederzeit aufgefangen werden.

Hinsichtlich der Anordnung des Gegenbehälters besteht zunächst weitgehende Bewegungsfreiheit und Anpassungsfähigkeit an die örtlichen Verhältnisse. Man kann ihn hälftig teilen und beiderseits des Troges mit ihm gleichlaufend anordnen. Um möglichst wenig schwache Stellen zu schaffen und auch so wirtschaftlich als angängig zu arbeiten, ist aber einseitige Anordnung des ganzen Behälters sehr in Betracht zu ziehen. Die Wasserzuführung zu den Trogkammern kann trotzdem so gestaltet werden, daß die Belastung über die ganze Grundfläche gleichmäßig stattfindet. Auch die äußere Form, in die man den Gegenbehälter bringen will, ist gleichgültig. Man kann sich damit sehr weitgehend den örtlichen Verhältnissen anpassen und je nachdem ein Rechteck, Quadrat, einen Kreis usf. wählen.

Die Form des Troges ist durch die Anordnung der Belastungskammern mehr oder weniger bestimmt. Für oben geschlossene Tröge ist die Größe des erforderlichen lichten Raumes über dem Trogwasserspiegel von Wichtigkeit, denn diese — nicht mehr die Schleusungshöhe — bestimmt bei der Tauchschleuse die Größe der bei jeder Schleusung bewegten Wassermenge. Zylinderform des Troges ist praktisch nicht möglich, aber auch nicht notwendig. Auf jeden Fall läßt er sich durch zweckmäßige Anordnung der

[12]) Zum Patent angemeldet.

Belastungskammern in eine sehr einfache und statisch günstige Form bringen.

Die Pendelwasserbehälter müssen mit der Außenluft in Verbindung gehalten werden. Dies geschieht durch Aufsetzen von Rohren, die bei den Belastungskammern durch die Trogwandung geführt werden und im Trogscheitel in Sammelrohre ausmünden, deren Enden durch die Belüftungsschächte der Schleusen ständig über den Oberwasserspiegel hinausreichen. Bei den Gegenbehältern begegnet die Be- und Entlüftung keinerlei Schwierigkeiten.

Um den Trog auch auf der Seite gegen den Oberwasserkanal hin sicher führen und die Ein- und Ausfahrt leicht bewerkstelligen zu können, ist dort die Herstellung zweier über die Trogoberkante hinausreichender und durch einen Querbalken verbundener Pfeiler — also eines rahmenförmigen Oberhauptes — notwendig.

In der vorstehenden Beschreibung sind alle Einzelheiten der Tauchschleuse mit festem Gegenbehälter, soweit sie ihr als Ein- und Austauchmechanismus für einen im Oberwasser einer Schiffahrtstufe schwimmenden Schleusentrog eigentümlich sind, erörtert; was darüber hinausgeht, ist in gleicher Weise der Unterwasser- wie der Tauchschleuse eigen. Da aber bis heute — abgesehen von der angeführten Arbeit der holländischen Ingenieure Wouter Cool und van Panhuys, deren Lösungen nicht ohne weiteres übernommen werden können — Entwurfsbearbeitungen für Tauchschleusen mit abgeschlossenen Schwimmtrögen nicht vorliegen oder nicht bekanntgeworden sind, so muß die vorliegende allgemeine Lösung des Tauchschleusenproblems auch die Antwort enthalten auf die Frage:

Wie werden die Trog- und Haltungsabschlüsse hergestellt und betätigt?

Die Trogabschlüsse können als eiserne Schwimmtore hergestellt, in die verstärkten Trogstirnen eingelassen und gegen sie mit Hilfe der gleichen Preßkolbendichtungen abgedichtet werden, wie sie für die Verbindungsleitungen zwischen dem Schwimmtrog und Gegenbehälter vorgesehen sind.

Das oberwasserseitige Tor *a* (Obertor) (Abb. 17a u. 18a) ist als Schiebetor gedacht und kann mit Hilfe einer am Oberhaupt neben der Trogstirn angeordneten Laufkatze *b* seitlich ausgezogen und auf Rollen *c* laufend so weit verfahren werden, bis die lichte Öffnung vollständig frei gemacht ist, ohne daß dabei das Tor die Führung im Trograhmen verläßt. Da das Tor als Schwimmtor ausgebildet ist, so hat die Laufkatze nur ein geringes Gewicht aufzunehmen, und das Aus- und Einfahren kann in kürzester Zeit stattfinden. Darüber hinaus wird man aber der Laufkatze doch eine solche Tragfähigkeit geben, daß sie nötigenfalls auch imstande ist, die Schwimmhöhe des Tores zu regeln, d. h. einen Teil des durch Auftrieb nicht ausgeglichenen Gewichtes über den Regelbetrag hinaus aufzunehmen.

Da das Schiff am Obertor frei ins Oberwasser ausfahren kann, so ist hier ein Haltungstor nicht erforderlich. Dagegen wird man zweckmäßig vor dem Übergang des Oberwasserkanals in den Vorhafen einen Kanalabschluß anordnen, der es ermöglicht, das Tauchbecken zu entleeren und den Tauchtrog trockenzusetzen, um eine Nachschau oder Ausbesserung vorzunehmen.

Schwieriger als am Oberhaupt gestaltet sich die Lösung der Torfragen am Unterhaupt. Hier müssen folgende Richtlinien beachtet werden:

1. Möglichste Einfachheit und Sicherheit des Betriebes.
2. Freie Bewegung der Tore nach Lösung bezw. unter Vermeidung der dichtenden Anschlüsse an die Haltungsöffnung.
3. Möglichst geringe Wasserverluste.
4. Möglichst geringer Arbeits- und Zeitaufwand.

Unter Berücksichtigung dieser Forderungen hat sich die folgende aus Abb. 17b u. 18b ersichtliche Anordnung des Trog- und Haltungstores sowie des Troganschlusses an das Unterhaupt ergeben:

Die Staumauer *d* des Haltungsabschlusses wird mit lotrechter wasserseitiger Wand ausgeführt und bildet um die Haltungsöffnung einen geschlossenen rechteckigen Rahmen, gegen den die Trogstirn *e* ringsum abdichten kann. Die letztere ist mit einem äußeren Dichtungsrahmen *f* aus Eichenholz ausgerüstet und einem inneren Preßkolbenrahmen *g* von der gleichen Bauweise wie der bei der Verbindungsleitung verwendete. Um die Trogstellung den wechselnden Unterwasserständen anpassen zu können, wird die Trogstirn, soweit erforderlich, schildartig nach oben und unten erweitert; auf dieser Erweiterung sitzen die Dichtungsrahmen.

Das Untertor *h* des Schwimmtroges ist ganz ähnlich gebaut wie das Obertor und mit Hilfe der Preßkolbendichtung *i* gegen die Trogstirn abgedichtet. Es ist so in den Endrahmen eingelassen, daß es in der Richtung gegen Unterwasser aus der Öffnung herausgezogen werden kann, und mit Riegeln *z* in der Schlußstellung festgehalten. Die Riegel sitzen auf einer lotrechten Welle *y*, die durch einen im Schwimmtrog untergebrachten Motor gedreht wird.

Das Haltungstor *k* besteht aus einem Schütz, das von der Unterwasserseite her wie ein Deckel auf die Haltungsöffnung gesetzt, durch die Preßkolbendichtung *g'* gegen sie abgedichtet ist und durch zwei parallele Stützhebel *l* gegen die Haltungswiderlager *m* abgestützt wird. Die wasserseitige Fläche des Schützes liegt in der wasserseitigen Flucht der Staumauer, so daß zwischen ihm und dem Trogtor nur der kleine Zwischenraum entsteht, der als Spielraum für die Trogbewegung längs der Staumauer erforderlich ist. Das Haltungstor ist wie das Trogtor als schwimmendes Schiebetor vorgesehen und an einem längs der Staumauer luftseitig verfahrbaren Laufkran *n* durch Vermittlung einer Laufkatze *o* aufgehängt, welche in der Ein- und Ausfahrtrichtung der Schiffe verfahren wird. Auch die lotrecht miteinander verbundenen Gelenkstützhebel sind durch eine mit Gelenken versehene Zahnstange *p* an einem Windwerk des Laufkrans beweglich aufgehängt. Mit Hilfe der Laufkatze und des Laufkrans kann also das Haltungstor — dessen Gewicht durch den Auftrieb bis auf einen geringen Betrag ausgeglichen ist — zunächst bis vor die seitliche Tornische *q* kanalabwärts und dann quer dazu in die Tornische mit geringstem Kraft- und Zeitaufwand verfahren werden. Und mit ihm das Trogtor. Es bedarf dazu nur einer Kupplungsvorrichtung, durch welche die beiden Tore rasch und sicher miteinander verbunden werden.

(Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Über die Bedeutung des Messens der Bestandteile des Betons.

(Vortrag, gehalten am 10. März 1929 in Leipzig in einer Vortragsreihe der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen und des Forschungsinstituts für Maschinenwesen im Baubetrieb an der Technischen Hochschule Berlin.)

Von **Otto Graf**, Stuttgart.

Wer baut, hat Baustoffe zu verarbeiten mit der Bedingung, daß sofort oder nach bestimmter Zeit Bauwerke entstehen, die im ganzen oder in gewissen Teilen eine bestimmte Widerstandsfähigkeit gegen Belastung, Regen, Frost, hohe Temperaturen, Wärmedurchgang usf. aufweisen.

Dazu kennen wir für den Beton aus zahlreichen Versuchen die Bedingungen, die bei einem gewissen Zementaufwande für die Erlangung von Beton höchstmöglicher Widerstandsfähigkeit einzuhalten sind. Die zweckmäßigen und weniger zweckmäßigen Baustoffe können eindeutig unterschieden werden. Es ist möglich, Beton bestimmter Festigkeit zu gewährleisten.

Wenn Beton mit bestimmten Eigenschaften zu schaffen ist, so besteht nicht bloß das Bestreben, diese Eigenschaften zu erlangen, sondern auch jedes unnötige Mehr an Festigkeit usf. zu vermeiden, wenn diese Begrenzung wirtschaftliche Bedeutung hat. Wenn der Konstrukteur für das Fundament eines Gebäudes Beton mit mindestens 70 kg/cm² Druckfestigkeit fordert, so entsteht für den bauausführenden Ingenieur kein Verdienst, wenn er Beton mit 200 kg/cm² Druckfestigkeit herstellen läßt, weil das Mehr an Festigkeit nutzlos und die erforderliche geringere Festigkeit billiger herstellbar ist.

Die Aufgabe lautet also: Herstellung von Beton mit Mindesteigenschaften, die für nötig befunden sind, ohne daß diese Eigenschaften bedeutend übertroffen werden, wenn die unnötige Verbesserung der Betoneigenschaften einen Mehraufwand verursacht. Diese Forderung kann nur erfüllt werden, wenn bei der Herstellung des Betons die Umstände tunlichst eingeschränkt werden, die eine Änderung der Eigenschaften bewirken.

Diese Aufgabe gilt für alle Werkstoffe allgemein; sie ist uns beim Stahl besonders geläufig; beim Beton wird sie auch schon bewußt durchgeführt, am besten in großen Zementwarenfabriken, auf großen Baustellen, bei der Herstellung von Betonstraßen usf.

Welche Umstände zwingen uns im Sinne des Gesagten zu besonderen Vorkehrungen bei der Herstellung von Beton bestimmter Eigenschaften?

Bei Erörterung dieser Frage sei zunächst von Gepflogenheiten ausgegangen, die zurzeit noch vorherrschen.

Wenn die Zusammensetzung des Betons bezeichnet wird, so geschieht dies meist durch einfache Verhältniszahlen, wie „1 : 5“, „1 : 8“ usw., wobei im ersten Falle der Beton aus 1 R.-T. Zement und 5 R.-T. eines bestimmten oder unbestimmten Gemenges von Sand und Kies oder Schotter bestehen soll. Diese Art der Mengenbezeichnung setzt — wenn sie eindeutig sein soll — voraus, daß das Verhältnis der Raumgewichte des Zements und der Zuschlagstoffe stets ein bestimmtes oder doch wenig veränderliches sei. Diese Voraussetzung ist nicht richtig, weil das

Raumgewicht des Zements bekanntlich in hohem Maße von der Vorbehandlung, der Art des Einfüllens in die Meßgefäße, der Größe der Meßgefäße usw. abhängt, im ganzen für praktische Verhältnisse etwa zwischen 0,9 bis 1,4 kg/l schwankt.[1]) Ferner ist das Raumgewicht des Sands und des Kiessands veränderlich, vor allem mit dem Wassergehalt des Materials, wie schon lange bekannt ist und zur Wiederholung aus Abb. 1

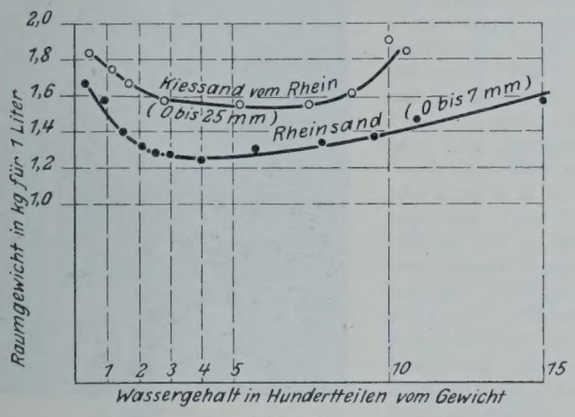


Abb. 1.

hervorgeht. Hier wog 1 l Kiessand mit 0,4 % Wasser 1,84 kg, mit 5 bis 8 % Wasser nur 1,55 kg. Unter solchen nicht außergewöhnlichen Umständen kann die Mischung „1 : 5“ bestehen

a) aus 0,9 G.-T. Zement und $5 \cdot 1{,}84 = 9{,}2$ G.-T. Kiessand, wenn der feingemahlene Zement sehr locker eingefüllt wird und der Kiessand lufttrocken ist, wobei etwa 190 kg Zement zu 1 m³ fertig verarbeitetem Beton verbraucht werden, oder

b) aus 1,4 G.-T. Zement und $5 \cdot 1{,}55 = 7{,}75$ G.-T. Kiessand, wenn der Zement aus abgelagerten, in Stapeln gepreßten Säcken oder in anderer gleichwirkender Weise abgefüllt wird und der Kiessand rd. 5 bis 8 % Wasser enthält, wobei etwa 325 kg Zement in 1 m³ fertigem Beton enthalten sind, oder

c) aus Mischungen, die zwischen a) und b) liegen.

Das Beispiel zeigt, daß der Zementgehalt der Mischung in hohem Maße von den Umständen abhängt, die sich stündlich ändern können, wenn das Mischungsverhältnis lediglich nach dem Verhältnis der Raumteile eingesetzt wird; im vorliegenden Falle besteht die Möglichkeit, daß der Zementgehalt fertig bearbeiteten Betons zwischen rd. 190 und 325 kg/m³ schwankt, ohne daß eine Abweichung von dem Mischungsverhältnis „1 : 5“ eintritt. Werden die Zuschlagstoffe gewechselt, so können noch größere Unterschiede auftreten. Die hier besprochene Art des Messens der Bestandteile kann offensichtlich zu einer recht unvollkommenen Ausnutzung der Bindemittel führen und Mißerfolge hervorrufen, wenn die bezeichneten Einflüsse nicht von vornherein berücksichtigt sind, also im Mittel bedeutend mehr Zement beigegeben wird, als bei gleichbleibender Mischung nötig ist.

Das soeben gezeigte Beispiel dürfte zunächst zeigen, daß es sich empfiehlt, wenigstens den Zement nach Gewicht beizumischen und dem Zementgehalt für 1 m³ fertig verarbeiteten Beton festzulegen, also z. B. zu sagen: „300 kg Zement in 1 m³ fertig verarbeitetem Beton“. Dieser Forderung wird heute schon oft entsprochen. Wir finden in führenden Zementwarenfabriken, daß der Zement nach Gewicht gemessen wird; wir finden auf großen Baustellen Zementbehälter, die nur über Waagen abgeben, die sich nach Füllung auf ein bestimmtes Gewicht entleeren (Abb. 2). An anderen Stellen werden die Mischungen so abgestimmt, daß der Zement nur als ganze Sackfüllung beigegeben wird. Jeder Sack wiegt mit genügender Genauigkeit 50 kg; damit kann das Wiegen auf der Baustelle unter bestimmten Verhältnissen vermieden werden.

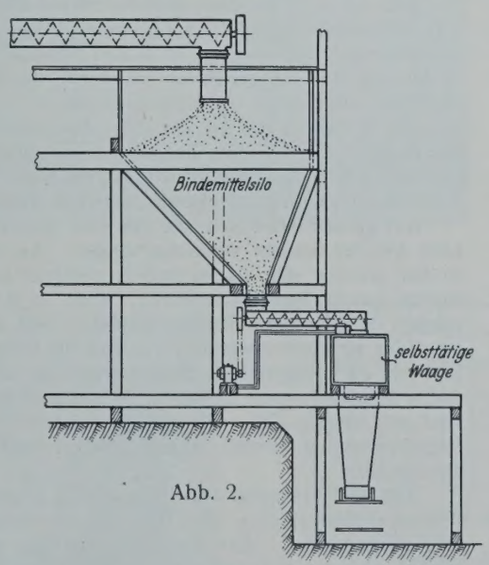


Abb. 2.

Die übliche Bezeichnung „1 : 5“ usw. kennzeichnet ferner die noch weitverbreitete Gepflogenheit, die Zuschlagstoffe als geschlossene Masse zu beschaffen und als solche zu verwenden, ohne den Anteil des Sands und der groben Zuschläge in Grenzen zu verlangen, die sachgemäße Ausnutzung des Bindemittels ermöglichen.

Dazu zeigt Zusammenstellung I unter a) vier Mischungen, die in der bisher üblichen Weise durchweg als aus 1 R.-T. Zement und 5 R.-T. Kiessand bestehend zu bezeichnen sind. Veränderlich war das Verhältnis „Sand zu Kies“, also der Sandanteil, vergl. erste Spalte. Bei gleicher Konsistenz und gleichem Zementaufwande ging die Druckfestigkeit mit wachsendem Sandgehalt des Kiessands erheblich zurück. Wenn der Kiessand zu $^1/_3$ aus Sand bestand, betrug die Druckfestigkeit 259 kg/cm²; stieg der Sandanteil auf $^3/_5$, so sank die Druckfestigkeit auf 159 kg/cm², also auf rd. $^3/_5$ des oberen Wertes. Ähnliche Unterschiede stellten sich bei den in Zusammenstellung I unter b) mitgeteilten Versuchen ein. Hier ging die Druckfestigkeit von 277 auf 134 kg/cm² zurück, wenn der Sandanteil von $^2/_5$ auf $^3/_4$ stieg.

Zusammenstellung 1.
Weich angemachter Beton.
Alter: 28 Tage.
Lagerung: 7 Tage unter feuchten Tüchern, dann trocken.

Sand : Kies (G.-T.)	Druckfestigkeit kg/cm²	Zement in 1 m³ Beton kg	Raumgewicht kg/dm³
a) Beton aus 1 R.-T. hochwertigem Portlandzement und 5 R.-T. Kiessand vom Rhein.			
1 : 2	259	276	2,32
2 : 3	237	273	2,30
1 : 1	222	272	2,26
3 : 2	159	272	2,20
b) Beton aus 1 R.-T. Tonerdezement und 8 R.-T. Kiessand vom Rhein.			
2 : 3	277	190	2,27
1 : 1	214	188	2,22
3 : 2	172	191	2,17
3 : 1	134	189	2,06

Hiernach erwies sich der Sandgehalt des Betons unter sonst gleichen Verhältnissen von erheblicher Bedeutung. Dabei ist besonders hervorzuheben, daß unter praktischen Verhältnissen noch größere Unterschiede der Sandgehalte und damit noch bedeutendere Senkungen der Festigkeit zu beobachten sind. Diese Feststellung führte zu der Anschauung, daß in erster Linie die Eigenschaften des Mörtels für die Widerstandsfähigkeit des Betons maßgebend sein werden. Für die Druckfestigkeit des Betons müßte demnach die Druckfestigkeit des Mörtels entscheidend sein. Daß dem so ist, geht aus Zusammenstellung 2 hervor. Hier finden sich links Zahlen zu vier Versuchsreihen mit Stampfbeton, bei denen der Mörtel gleich und die Menge der groben Stücke verschieden war. Zur ersten Reihe ist nur Mörtel verwendet worden. Seine Druckfestigkeit betrug 360 kg/cm². Nach Zugabe von Schotter wurde die Druckfestigkeit zu 379 bis 405 kg/cm² ermittelt. Die Druckfestigkeit änderte sich demnach nur unerheblich. In der Zusammenstellung sind rechts Ergebnisse eingetragen, die mit weich angemachtem Beton erlangt wurden, auch hier erwies sich die Mörtelfestigkeit maßgebend. Wir müssen somit dafür sorgen, daß der Beton fortlaufend den gewollten Mörtelgehalt aufweist.

Zusammenstellung 2.

Stampfbeton aus Portlandzement, Rheinsand 0 bis 7 mm und Kalksteinschotter 7 bis 40 mm. (Zt, Sd, Sch)			Weich angemachter Beton aus Portlandzement, Rheinsand 0 bis 7 mm und Rheinkies 7 bis 25 mm (Zt, Sd, K)		
Zusammensetzung in R.-T.	Druckfestigkeit kg/cm²	Zt in 1 m³ Beton kg	Zusammensetzung in R.-T.	Druckfestigkeit kg/cm²	Zt in 1 m³ Beton kg
1 Zt 2 Sd	360	730	1 Zt 2 Sd	311	650
1 Zt 2 Sd 1 Sch	379	570	1 Zt 2 Sd 2 K	313	390
1 Zt 2 Sd 2 Sch	399	470	1 Zt 2 Sd 3,5 K	294	310
1 Zt 2 Sd 4 Sch	405	340	1 Zt 2 Sd 5 K	270	250

Damit kommen wir zu der Forderung, daß das Verhältnis von Sand zu Kies sich nur in sehr engen Grenzen ändere; diese Bedingung läßt sich gut erfüllen, wenn der Sand (Körnung 0 bis 7 mm) und das

[1]) Vergl. auch „Entwurf und Berechnung von Eisenbetonbauten“, Band I, Seite 7.

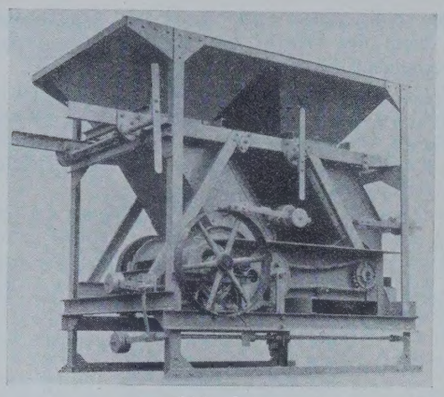


Abb. 3.

gröbere Material getrennt gemessen werden. Dieses Verfahren wird oft durchgeführt. Abb. 3 zeigt einen Apparat der Allgemeinen Baumaschinengesellschaft, Abb. 4 einen solchen von Gauhe, Gockel & Co., beide nach Raummaß messend. Eindeutiger geschieht das Messen von Sand und Kies, wie schon mit Abb. 1 gezeigt ist, durch Gewichtsbestimmung; in Abb. 5 [2]) und 6 sind solche Anlagen (von Schenck, Darmstadt) dargestellt.

Für einfache Verhältnisse werden zurzeit auch Transportwagen mit eingebauter Waage geliefert (Müller & Sohn, München)[3]).

Die Feststellung, daß im Beton die Festigkeit des Mörtels vor allem Einfluß nimmt, gab weiter Anlaß, festzustellen, welche Kornzusammensetzung des Mörtels als die zweckmäßigste anzusehen ist. Die Verteilung der Körnung im Sand, die mit bestimmtem Zementgehalt höchste Festigkeit, geringstes Schwinden, geringste Abnutzung usf. liefert, ist bekannt, aber nicht oft in der Natur zu finden, außerdem ist sie mit verschiedenem Zementgehalt verschieden zu wählen. Wir sehen in Abb. 7 bis 11 für Mörtel mit Rheinsand, daß Mörtel 5, d. h. der Mörtel, der nach Linie 5 der Abb. 11 zusammengesetzt ist, in bezug auf Druckfestigkeit, Biegefestigkeit, Abnutzung, Schwinden eine hohe Ausnutzung des Bindemittels lieferte und im ganzen genommen in erster Linie anzustreben ist. Deshalb ist es bei hochwertigem Beton vorteilhaft, auch den Sand aufzubereiten, und zwar in zwei oder mehr Kornstufen (z. B. 0 bis 2 und 2 bis 7 mm), die dann von Fall zu Fall für verschiedenen Bedarf zusammengestellt werden. Wir haben also unter gewissen Verhältnissen nicht bloß Sand und Kies usf., sondern mehr Sorten zu messen, um guten Mörtel zu schaffen.

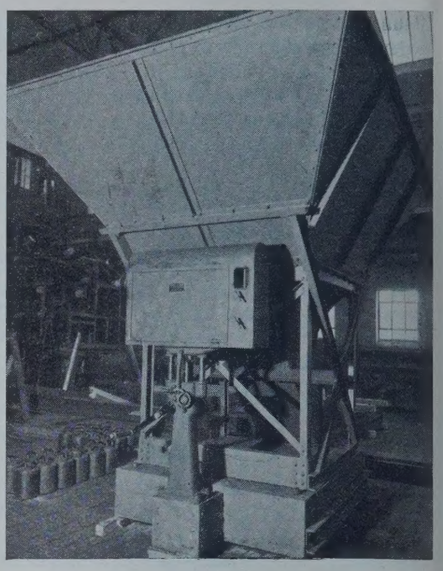


Abb. 6.

In einzelnen Zementwarenfabriken wird so verfahren. Aus den Behältern werden die rechnungsmäßig anzugebenden Mengen der einzelnen Körnungen unter gleichzitigem Wägen entnommen. Eine Einrichtung für solche Verhältnisse zeigt Abb. 12 (gebaut vom Losenhausenwerk).

Im Falle der Abb. 12 wird der Wagen nacheinander unter die Auslauföffnungen der Behälter gefahren, und dort werden die erforderlichen Mengen unter Abwägen entnommen Dazu gehören Waagen, die nacheinander wägbare Mengen bestimmen lassen, also Waagen mit einer entsprechenden Zahl Zusatzwaagen, wie Abb. 12 zu entnehmen ist.

Diese Art der Zusammenstellung einer Mischung, auch mit Hängebahnfederwaagen einfach ausgeführt, hat u. a. den Nachteil, daß das Mischgut zusammengeholt werden muß und daß Fehler beim Wiegen eines Bestandteils bei Entnahme des folgenden entgegengesetzt auftreten. Es sind deshalb Einrichtungen gebaut worden, die unter jedem Behälter eine bestimmte Menge entnehmen lassen und das Mischgut in einer Rinne oder auf einem Band sammeln.

Abb. 13 zeigt die Anordnung des Hüttenwerks Sonthofen; die Materialien werden auf ein Förderband abgeworfen, wobei die Zahl der Entnahmestellen beliebig vermehrt werden kann. Im Falle der Abb. 13 wird nach Raumteilen gemessen; nur bei gleichbleibendem Feuchtigkeitszustand und unter weiteren besonderen Voraussetzungen wird hier fortlaufend gleich gemessen. Ferner ist beim Einstellen der Mischung nicht ohne weiteres erkennbar, welche Mengenverhältnisse zustande kommen. Auch hier ist anzustreben, die Mischungen unter Wägen zusammenzustellen, wobei die Anordnung nach Abb. 13 generell beibehalten werden kann.

Abb. 14 zeigt für diese Art des Messens Waagen unter dem Auslauf von Behältern, die gleichzeitig entleert werden und deshalb bestimmt zusammengesetzte Mischungen liefern (Ausführung des Librawerks). Die Entleerung der Waagebehälter kann nur stattfinden, wenn jede Waage nach den aufgesetzten Gewichten gefüllt ist.

Die Waagen nach Art der Abb. 14 werden durch mehrere Firmen, seit langer Zeit für andere Aufgaben (Glashütten, chemische Industrie usf.) geliefert. Für den Betonbau genügen einfachere Waagen; bemerkenswerte Ausführungen sind bereits auf dem Markt.

Auf großen Baustellen, die ein oder mehrere Jahre betrieben werden, kann wie beschrieben verfahren werden. Auf mittleren und kleinen Baustellen werden die als besonders geeignet bezeichneten Vorkehrungen zurzeit nur in Betracht kommen, wenn es sich um die Herstellung besonders hochwertigen Betons handelt. Soll darüber hinaus das Bestmögliche verarbeitet werden, so wird für Firmen, die in großen Städten arbeiten, zu erwägen sein, Betonfabriken zu errichten und die Baustellen durch diese versorgen zu lassen. Wir kennen dieses Verfahren in Deutschland seit langer Zeit. In den Vereinigten Staaten wird diese Art der Betonherstellung zurzeit lebhaft erörtert und an verschiedenen Orten durchgeführt.

Aus dem Gesagten erhellt in großen Zügen, wie das Messen der festen Bestandteile des Betons auszuführen ist, wenn große Gleichmäßigkeit des Zementgehalts, auch fortlaufend möglichst gleiche Körnung nötig ist oder sich als wirtschaftlich erweist.

Ebenso wichtig wie das Messen der Gesteinsteile ist das Messen der Menge des Anmachwassers. Wir werden durch Abb. 15 bis 17 erinnert, daß mit Zunahme des Wasserzusatzes die Festigkeit des Betons abnimmt, das Schwinden größer ausfällt usf. Maßgebend ist das Ver-

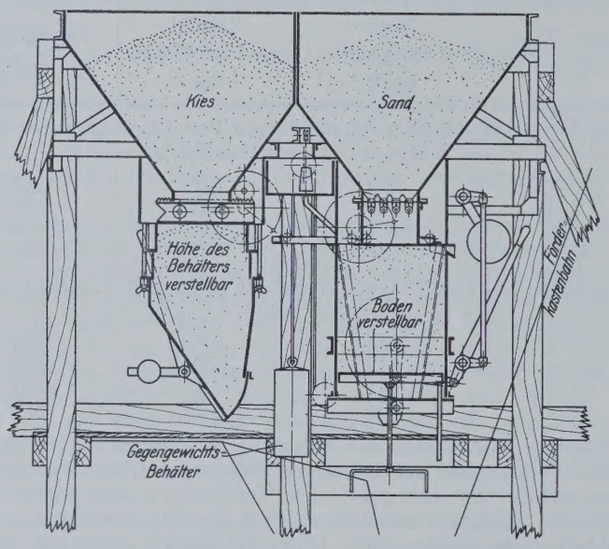


Abb. 4.

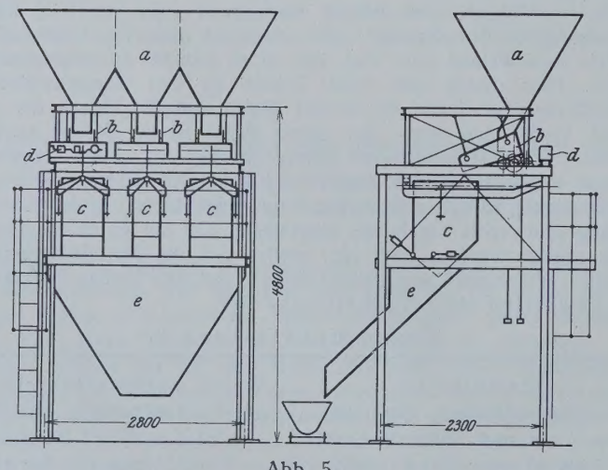


Abb. 5.

[2]) Aus den Behältern *a* wird das Material durch die Schüttelrinnen *b* den Waagen *c* zugeführt, die hier drei verschiedene Stoffe in bestimmten Mengen halbautomatisch wägen. Der fertige Gemengesatz tritt in den Auslauf *e*.

[3]) Vergl. von Meng, Zement 1929, S. 18 u. f.

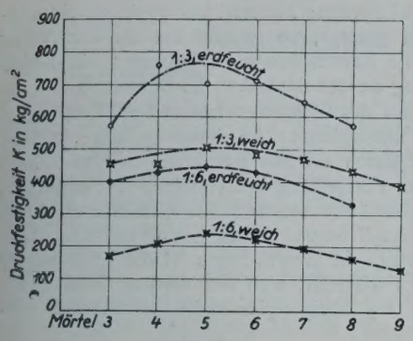


Abb. 7.

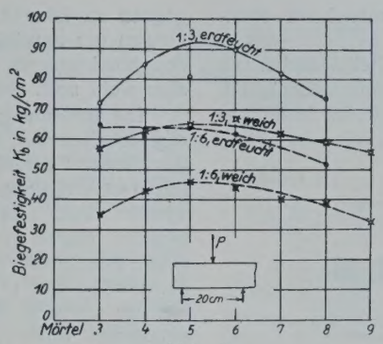


Abb. 8.

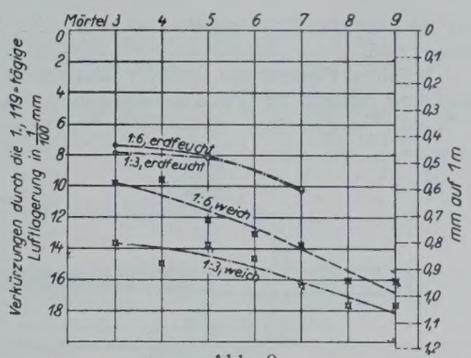


Abb. 9.

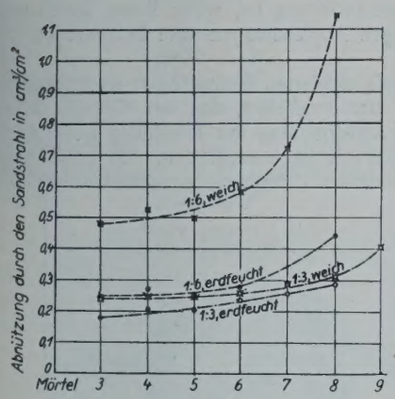


Abb. 10.

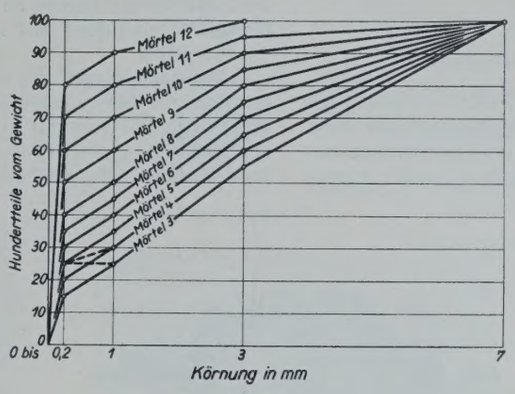


Abb. 11.

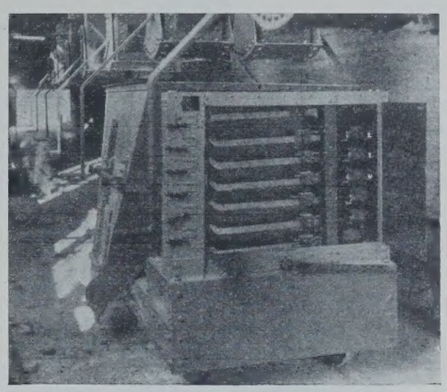


Abb. 12.

hältnis des Wassergehalts des frischen Betons; der Waserzusatz ist deshalb auf das unbedingt Nötige zu beschränken. Vor der Bauausführung ist mit bewährten Geräten[4]) festzulegen, welche Konsistenz des Betons herzustellen ist und welcher Wasserzusatz (besser welches Verhältnis des Wassers zum Zement) einzuhalten ist, um die nötige Festigkeit zu erreichen. Um die Vorprüfungen zur Geltung bringen zu können, muß die Wasserzugabe zuverlässig eingestellt werden können. Heute treffen wir auf manchen Baustellen Mischer, an denen das Mischwasser nach Augenschein gemessen wird und lediglich ein Absperrhahn zum Messen des Mischwassers vorhanden ist. Bei den im vergangenen Jahre in Siemensstadt durchgeführten Versuchen mit Mischmaschinen sind die meisten Mischer

[4]) Über die in erster Linie geeignete Ausbreitprobe vergl. Beton u. Eisen 1926, S. 210.

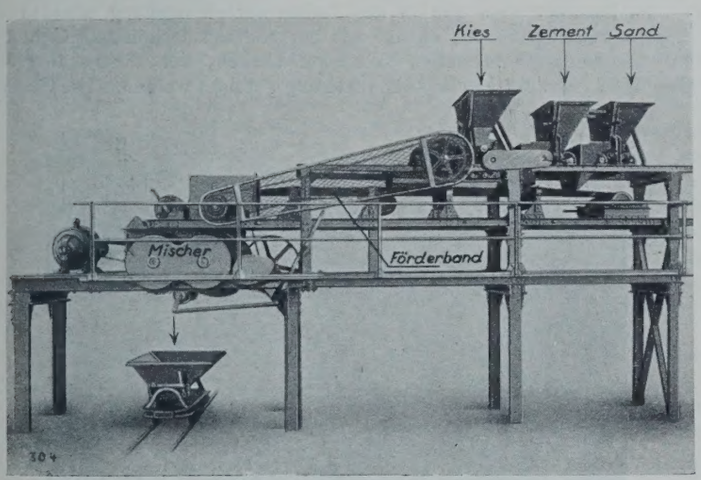


Abb. 13.

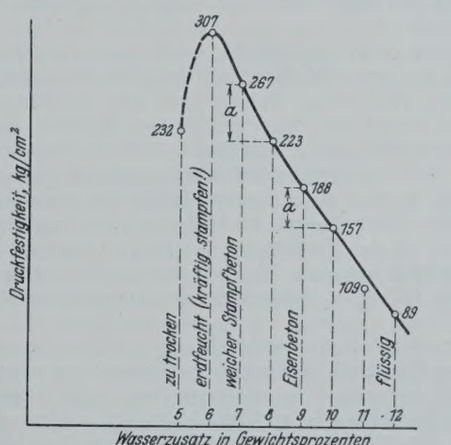


Abb. 15.

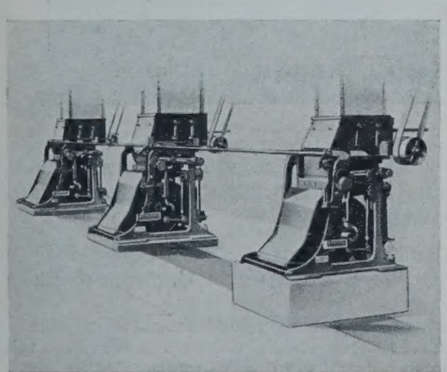


Abb. 14.

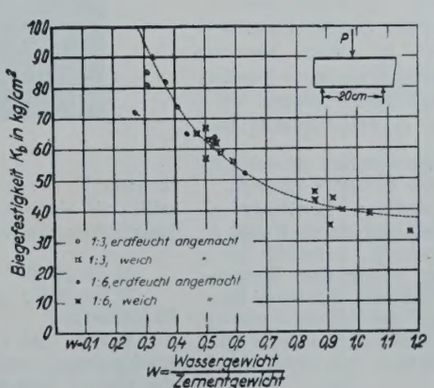


Abb. 16.

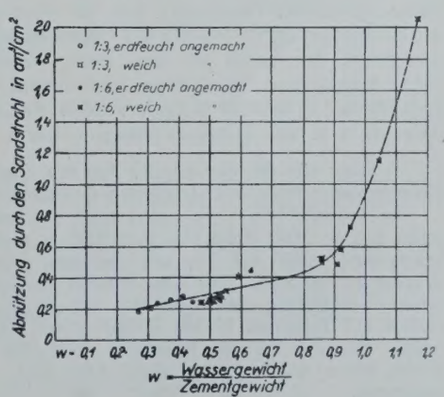


Abb. 17.

mit Meßeinrichtungen geliefert worden, die als unzureichend anzusehen sind.

Welchen Forderungen hat der Wassermesser für Betonmischer zu genügen? Bestimmte Wassermengen sollen mit genügender Genauigkeit, z. B. $\pm 2\,\%$, gemessen werden; das Messen und hierauf das Einführen

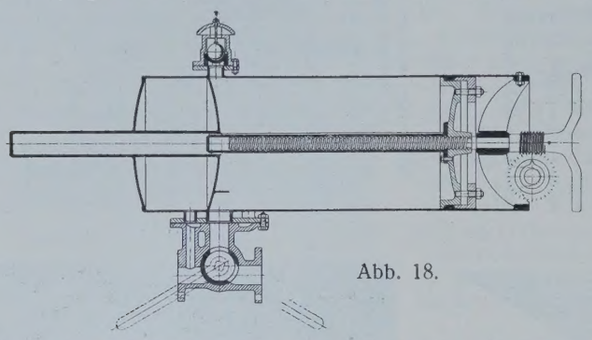


Abb. 18.

des Wassers in die Mischung soll rasch geschehen[5]); auch soll es möglich sein, bei Beginn einer Mischarbeit den erforderlichen Wasserzusatz durch Probieren festzustellen. Bei den im vorigen Jahre in Siemensstadt ausgeführten Versuchen ist der Wassermesser von Voglsamer benutzt worden (Abb. 18). Der Zylinder hat einen beweglichen Boden (Abb. 18 rechts); bei der Verschiebung des Bodens wird durch ein Schneckengetriebe der rechts ersichtliche Zeiger über eine Skala bewegt, die den Inhalt des Behälters angibt.

Der Apparat mißt zuverlässig; durch große Falleitungen kann er rasch entleert werden. Bei der Herstellung von Probemischungen ist die Ermittlung des verbrauchten Wassers nicht ohne weiteres möglich.

Rascheste Zufuhr des Wassers nach dem Einfüllen der Mischung ermöglichen Durchflußmesser, also Messer, die in die Wasserleitung eingebaut sind und das Wasser mit Wasserleitungsdruck in die Mischung spritzen. Abb. 19 zeigt einen solchen Messer für Zulaufmengen bis 30 l; er ist von der Firma Andrae in Stuttgart nach Angaben der Materialprüfungsanstalt an der Technischen Hochschule Stuttgart gebaut[6]). Mit derartigen Messern kann die Wassermenge beliebig begrenzt, also auch ohne weiteres für neue Mischungen die erforderliche Menge ermittelt werden.

Wenn in einer Zementwarenfabrik oder auf einer Baustelle fortlaufend Beton gleicher Konsistenz und gleichbleibenden Verhältnisses des Wassergewichts zum Zementgewicht entstehen soll, muß außer zuverlässiger Messung des Mischwassers auch dafür gesorgt werden, daß Sand, Kies und Schotter mit gleichem Feuchtigkeitsgehalt zur Verarbeitung kommen. Ist die Mischarbeit mit trockenem Material begonnen, später mit feuchtem Material fortgesetzt worden, so entsteht Beton mit verschiedenem Wassergehalt, also verschiedener Konsistenz. Der höhere Wassergehalt gibt Beton geringerer Festigkeit, was zu vermeiden ist. Führende Zementwarenfabriken lagern deshalb das Gesteinmaterial so ein, daß der Feuchtigkeitsgehalt des Sands usf. nur wenig veränderlich ist. Auch Sondereinrichtungen zur Herstellung bestimmten Feuchtigkeitsgehalts werden angeboten. In solchen Werken werden vorzugsweise offene Mischer verwendet, u. a. um etwaigen Mängeln schon während des Mischens begegnen zu können. Ist für gleichartiges Material mit geringen Schwankungen des Feuchtigkeitsgehalts gesorgt, so kommt bei der Bemessung des Mischwassers die Ahlersche Zementwaage in Betracht; sie bedarf aber wohl noch einer Anpassung an die deutschen Bedürfnisse[7]).

Die Bedeutung des Einflusses des Wasserzusatzes auf die Festigkeitseigenschaften wird nicht selten unterschätzt. An dieser Sachlage ist u. a. der Umstand beteiligt, daß der Beton auf den Baustellen aus wirtschaftlichen Gründen unter möglichster Vermeidung von Handarbeit transportiert werden muß, zurzeit vorwiegend mit sogenannten Gießtürmen durch Rinnen. Hierzu gehört in der Regel Beton, der zähflüssig erscheint, aber häufig dünnflüssig angemacht wird. In diesem Sinne ist die Verwendung des Förderbands (Abb. 20[8]) ein Fortschritt, weil mit diesem Gerät Beton mit zu hohem Wasserzusatz auf Steigungen nicht hinreichend mitgenommen wird.

Die vorstehenden Darlegungen sollen zeigen, wie das Messen der Bestandteile des Betons zu bewerkstelligen ist, wenn Beton bestimmter Festigkeit fortlaufend mit mäßigen Abweichungen vom Sollwert erzeugt werden soll[9]).

Manchem werden die von mir erörterten Bedingungen zu weitgehend erscheinen. Demgegenüber ist hervorzuheben, daß das Gesagte schon seit langer Zeit von mir in Übereinstimmung mit führenden Ingenieuren der Industrie vertreten wird. Zurzeit ist festzustellen, daß es Zementwarenfabriken gibt, die den erörterten Erfordernissen schon weitgehend Rechnung tragen. Die Übertragung auf die Baustelle ist im Gange; bei Ausführung großer Bauwerke sind wiederholt Einrichtungen getroffen worden, die denen in neuzeitlichen Zementwarenfabriken wenig nachstehen.

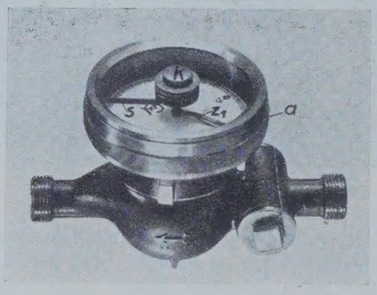


Abb. 19a.

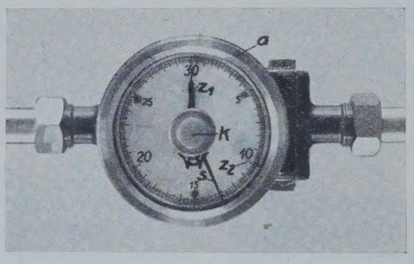


Abb. 19b.

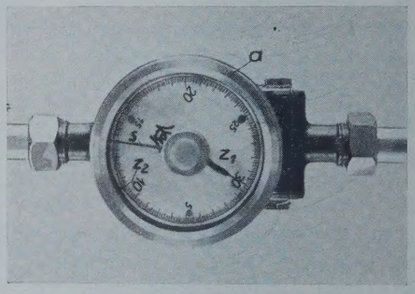


Abb. 19c.

Im Eisenbetonbau und in der Zementwarenherstellung wird in der Zukunft mehr als bisher, ebenso wie auf anderen technischen Gebieten, mit hochwertigen Baustoffen gearbeitet werden, vor allem auf größte Gleichmäßigkeit der vereinbarten Lieferung geachtet werden. Die Gewähr

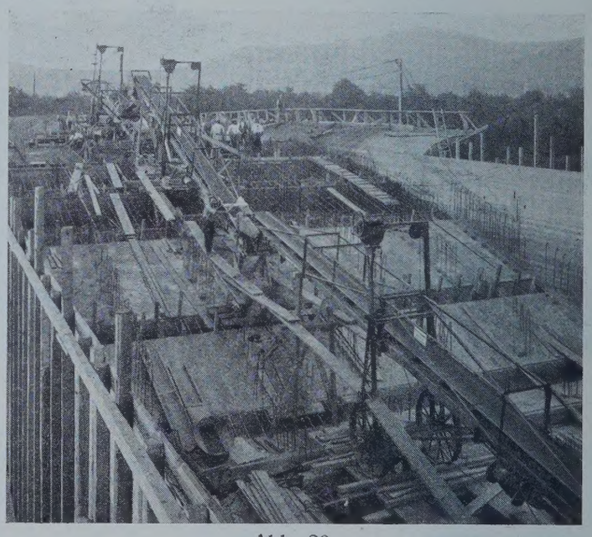


Abb. 20.

leistung für die Zuverlässigkeit, die dabei besonders zu werten sein würde, wird mit dem Vorhandensein von vorbildlichen Einrichtungen für die Herstellung des Betons verknüpft sein.

[5]) Über die Bedeutung der Art der Zugabe des Wassers ist auf der Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins 1929 berichtet worden.

[6]) Das Bild 19b links unten zeigt die Anfangsstellung. Der Zeiger z_1 steht auf 0. Der Zeiger z_2 (mit Stab s verbunden und durch Knopf k einstellbar) zeigt auf 10, entsprechend dem Vorhaben, nunmehr 10 l Wasser zu messen. Der Absperrhahn der Leitung, neben dem Wassermesser eingebaut, wird geöffnet; der Zeiger z_1 wandert, bis beim Eintreffen auf Teilstrich 10 der Zulauf durch Schließen des Hahns gesperrt wird. Für die nächste Mischung wird die Skala mit dem Ring a gedreht, bis z_1 wieder auf 0 steht (Abb. 19c). Dann kann ein neues Spiel beginnen.

[7]) Vergl. Brebera, Gewährleistung der Güte des Betons, Prag 1927.

[8]) Baustelle der Firma Wayss & Freytag A.-G. (Neckarbrücke bei Heidelberg).

[9]) Über das Gesagte hinaus ist selbstverständlich auch in bezug auf die Zementeigenschaften, die Erhärtungsbedingungen, die Nachbehandlung des Betons sinngemäß ebenso sorgfältig zu verfahren.

Versuche mit eingespannten und einfachen Balken von I-Form aus St 37.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Professor Dr.-Ing. **Maier-Leibnitz**, Stuttgart.

Zur weiteren Klärung der Frage der tatsächlichen Tragfähigkeit einfacher und durchlaufender Träger aus Baustahl, wozu in der „Bautechnik" 1928, Heft 1 u. 2, ein Beitrag erschienen ist, an den sich in Heft 20 eingehende Erörterungen angeknüpft haben, wurden neuerdings Versuche[1]) durchgeführt, die im folgenden beschrieben und erörtert werden sollen.

Eine Übersicht über die Versuche und ihre wichtigsten Ergebnisse zeigt Abb. 1. Aus zwei I-Breitflanschträgern wurden durch Teilung je ein beiderseits eingespannter und ein einfacher Träger gebildet, nämlich die Träger 11, 11a sowie 12 und 12a. Damit volle Einspannung der

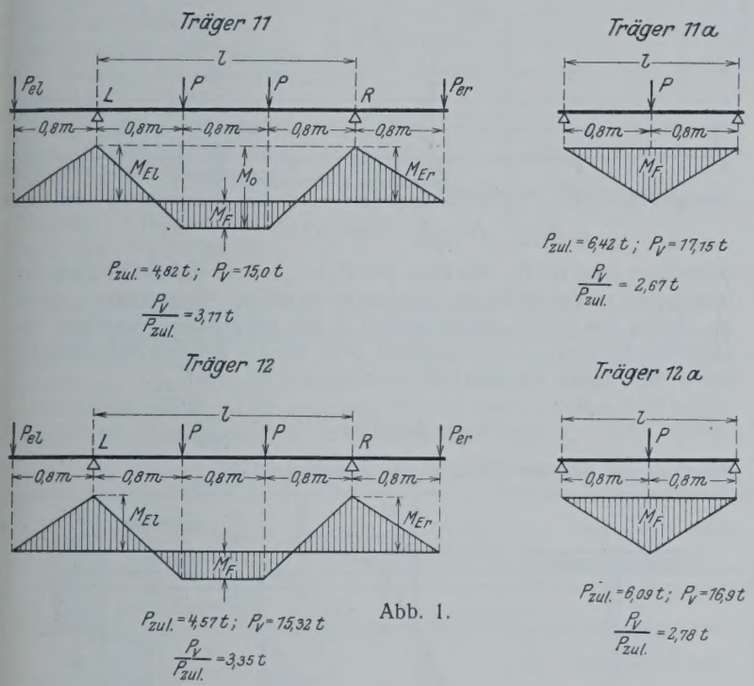


Abb. 1.

Träger 11 und 12 unter allen Laststufen gewährleistet war, wurde ähnlich verfahren, wie in Heft 45 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton (Berlin 1920, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn) in dem Bericht über Versuche mit eingespannten Eisenbetonbalken geschildert ist. Es wurden die in Abb. 1 angedeuteten meßbaren Kräfte P_e so zur Wirkung gebracht, daß jeweils unter den einzelnen Laststufen die Querschnitte bei L und R senkrecht standen, d. h. daß im rein elastischen Bereich die Biegelinie dort je eine wagerechte Tangente aufwies. In Abb. 1 sind gegenübergestellt: a) die Werte $\boldsymbol{P_{zul}}$ bestimmt unter der Annahme, daß entsprechend den heute geltenden Berechnungsvorschriften bei der auf Grund der Geltung des Hookeschen Gesetzes berechneten Momentenverteilung die zulässige Beanspruchung von 1,2 t/cm² nirgends überschritten wird; b) die Werte $\boldsymbol{P_v}$, bei denen die einzelnen Träger tatsächlich versagt haben. Man sieht schon aus dem Vergleich der Werte P_v und P_{zul} bei den einzelnen Trägern, daß bei der üblichen Berechnungsweise der tatsächlichen Tragfähigkeit der eingespannten Träger nicht genügend Rechnung getragen ist.

Die maßgebenden, auf Grund der tatsächlichen Trägerabmessungen ermittelten statischen Querschnittswerte sind:

	Bezeichnung	F	J	W_{min}
Träger 11	I 14 · 14	43,2 cm²	1525 cm⁴	214 cm³
Träger 12	Burbach I $\frac{152}{127}$	38,6 cm²	1533 cm⁴	203 cm³

Aus den Enden der Träger wurden je fünf Probestäbe entnommen (Stäbe Nr. 1 bis 4 aus den Flanschen, Stab Nr. 5 aus dem Steg) und mit diesen Zugversuche entnommen mit folgendem Ergebnis:

	Stab	Nr. 1	2	3	4	5	Bemerkung
Träger 11	Streckgrenze	**2430**	**2440**	**2470**	**2410**	2430 kg/cm²	Untere Streckgrenze nicht feststellbar
	Zugfestigkeit	3560	3600	3540	3580	3520 kg/cm²	
Träger 12	obere Streckgrenze	2560	2500	2590	2510	2890 kg/cm²	
	untere Streckgrenze	**2440**	**2500**	**2530**	**2510**	2850 kg/cm²	
	Zugfestigkeit	3780	3910	3950	3910	4060 kg/cm²	

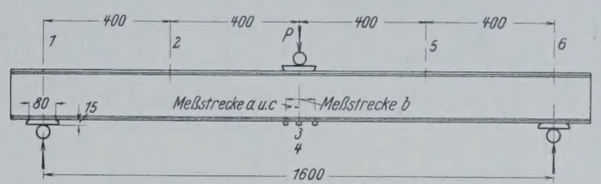
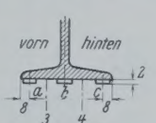


Abb. 3.



Die Spannungsdehnungsdiagramme in der Nähe der Streckgrenze für die Stäbe Nr. 1 und Nr. 4 des Trägers 11 zeigt Abb. 2. Für die Trägerflansche des Trägers 11 ergibt sich aus der Zusammenstellung (fettgedruckte Werte) als mittlere Streckgrenze: σ_s = 2,437 t/cm², und für Träger 12: σ_s = 2,495 t/cm².

I. Die Versuche mit den einfachen Trägern 11a und 12a.

Die Anordnung der Belastung, der Meßstellen 1 bis 6, an denen die Durchbiegungen, und der Meßstrecken a, b und c, an denen die Verlängerungen gemessen wurden, geht aus Abb. 3 hervor. Die Schneiden des Instruments b ruhten auf 2 mm dicken Plättchen, die auf der unteren Flanschfläche aufgeklebt waren. Die Schneiden der Instrumente a und c saßen unmittelbar auf der Fläche des Flansches. Die Belastung geschah in Stufen, je mit Entlastung wechselnd. Nachdem die Belastung bezw. die Entlastung je rd. 2 min gewirkt hatten, folgte die Ablesung an den Dehnungsmessern und an den zur Ermittlung der Dehnungen dienenden Meßstiften. Abb. 4 zeigt die gesamten und bleibenden Durchbiegungen in Balkenmitte des Trägers 11a, Abb. 5 diejenigen des Trägers 12a.

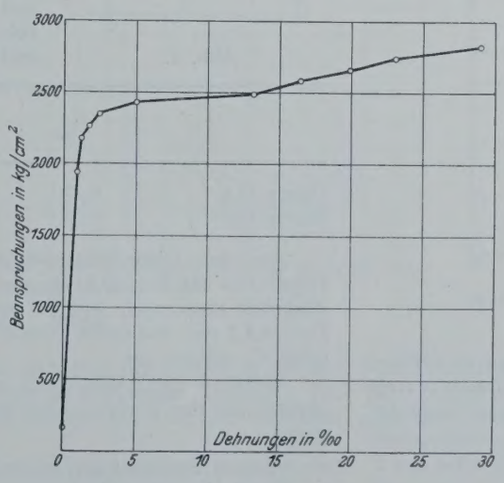


Abb. 2a. Stab 1 aus Träger 11.

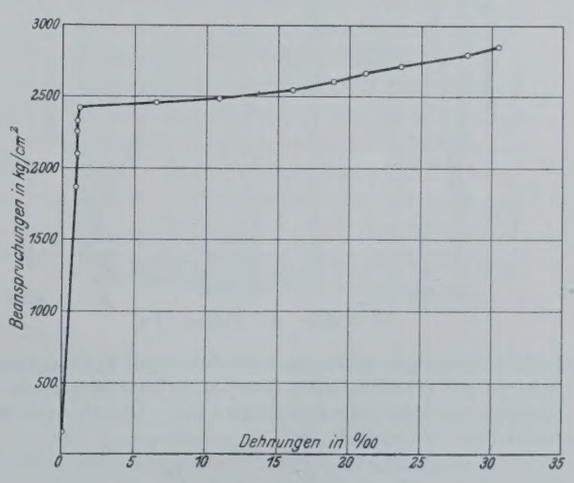


Abb. 2b. Stab 4 aus Träger 11.

[1]) Die Versuche ließ der Verfasser mit finanzieller Unterstützung des Ausschusses für Versuche im Eisenbau durch die Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule durchführen (Leiter der Abteilung für Bauwesen: Prof. O. Graf; mit der Untersuchung betraut die Ingenieure Brenner und Munzinger). Die Träger 11 und 12 wurden von den Firmen Wälde, Kade und Erath in Steinbach bei Hall und von der Burbacher Hütte kostenlos zur Verfügung gestellt.

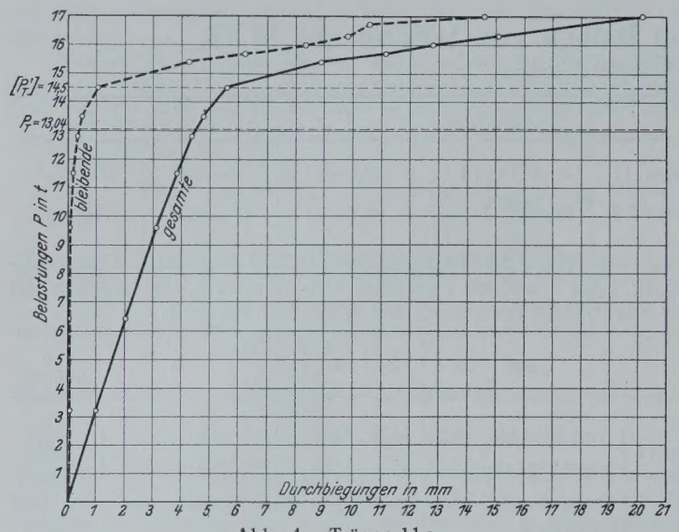


Abb. 4. Träger 11a.
Mittel der Durchbiegungen des mittleren Trägerpunktes 3, 4.

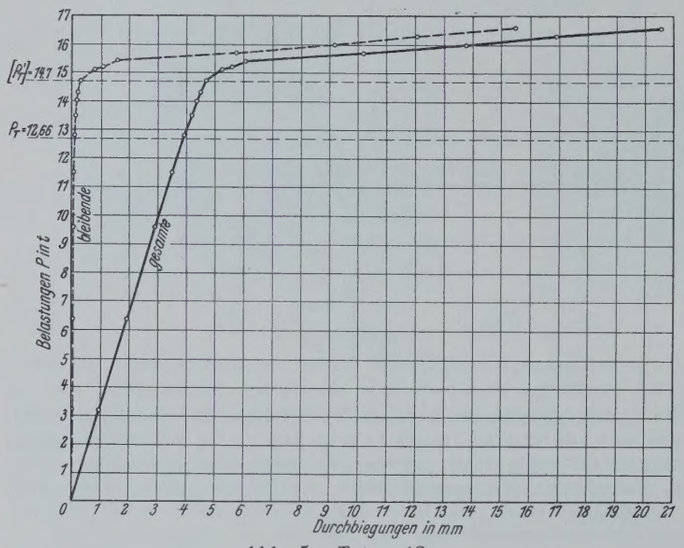


Abb. 5. Träger 12a.
Mittel der Durchbiegungen des mittleren Trägerpunktes 3, 4.

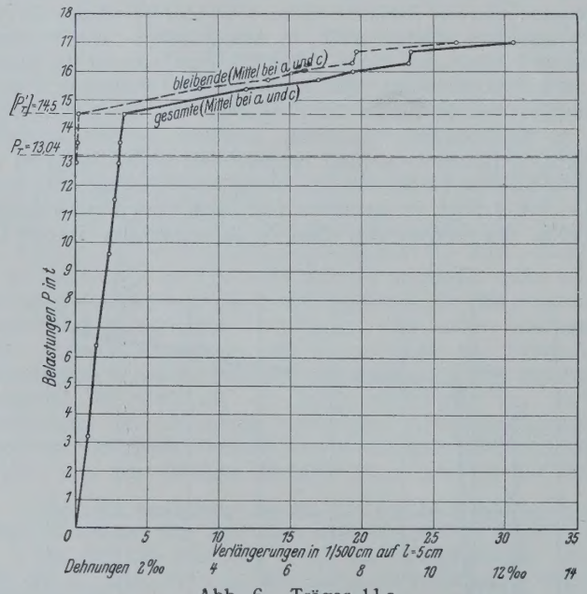


Abb. 6. Träger 11a.

In Abb. 6 sind die gesamten und bleibenden Verlängerungen (in 1/500 cm bezogen auf die Meßstrecke 5 cm) in Balkenmitte für den Träger 11a aufgetragen, in Abb. 7 die des Trägers 12a. Die obenerwähnten Werte P_{zul} findet man rein statisch aus

$$(1) \qquad \frac{P_{zul}\, l}{4} = W \sigma_{zul} \quad \text{zu} \quad P_{zul} = \frac{4 \cdot 1{,}2 \cdot W}{160}.$$

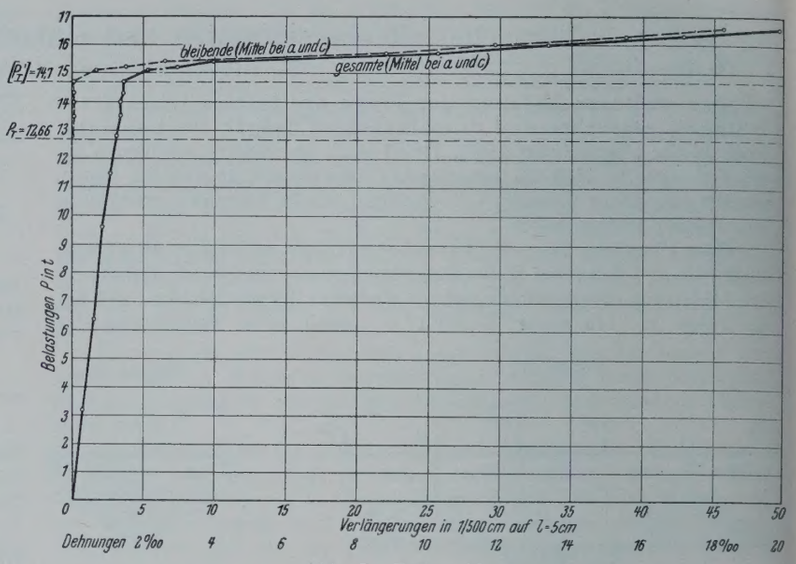


Abb. 7. Träger 12a.

Bezeichnet man mit P_T den Wert von P, bei dem in der äußersten Querschnittfaser an der Stelle des Maximalmoments die Streckgrenze erreicht ist, wobei bei weiter anwachsendem P die bleibenden Dehnungen ungehemmt wachsen, d. h. bezeichnet man mit P_T die praktisch ausnutzbare Tragfähigkeit des Balkens, so erhält man P_T aus:

$$(2) \qquad \frac{P_T\, l}{4} = W \sigma_s \; [= M_s] \quad \text{zu} \quad P_T = \frac{4\, \sigma_s\, W}{160},$$

wobei σ_s die Beanspruchung an der Streckgrenze ist.

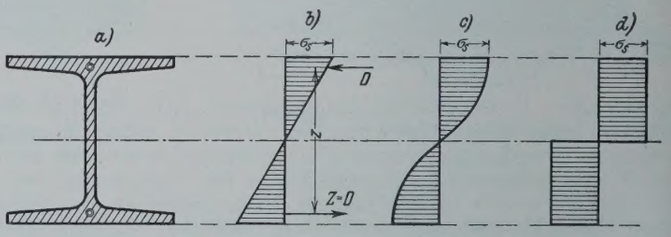


Abb. 8.

Für die Berechnung von P_T wurde also das in Abb. 8b gezeichnete Spannungsdiagramm zugrunde gelegt, wobei also $M_s = D \cdot z$ ist. Wie auch Grüning in der „Bautechnik" 1928, S. 274, erwähnt hat, nimmt bei Anwachsen von P über P_T hinaus das Spannungsdiagramm die Gestalt der Abb. 8c an und mit dem von Kist[2]) für die Untersuchung von Tragwerken empfohlenen vereinfachten Spannungsdiagramm nach Abb. 9 könnte man mit Kist daran denken, für ein erhöhtes M_s' und P_T' das Diagramm der Abb. 8d zugrunde zu legen. Einen Fingerzeig für die Größe von P_T' geben übrigens unsere Abb. 4 bis 7. Man kann daraus die erhöhten Tragfähigkeiten $[P_T']$ entnehmen, bei deren Überschreitung die Durchbiegungen und Verlängerungen in Trägermitte beträchtlich wachsen. Aus (1), (2), aus Abb. 4 bis 7 und auf Grund der Versuche erhält man für

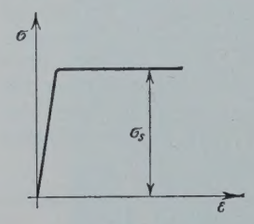


Abb. 9.

	P_{zul}	P_T	$[P_T']$	P_v	$\frac{P_v}{P_{zul}}$
Träger 11a	6,42 t	13,04 t	etwa 14,5 t	17,15 t	2,67
Träger 12a	6,09 t	12,66 t	etwa 14,7 t	16,90 t	2,78

Aus der Versuchsbeobachtung ist bemerkenswert, daß bei dem Träger 11a bei $P = 12{,}8$ t in der Mitte unten am Druckflansch Zunderstückchen absprangen und bei dem Träger 12a an derselben Stelle unter $P = 14{,}3$ t sich die ersten Strecklinien zeigten. Beide Träger bogen sich unter P_v seitlich aus.

Weitere zwei Versuche mit je einfachen Balken I NP16, im übrigen mit den gleichen Abmessungen wie die Träger 11a und 12a, ergaben

[2]) Kist, Die Zähigkeit des Materials als Grundlage für die Berechnung von Brücken usw. aus Flußeisen, Der Eisenbau 1920, Nr. 23.

für die Querschnittgrößen: $F = 22\,\text{cm}^2$; $J = 962\,\text{cm}^4$; $W = 118\,\text{cm}^3$
für die mittlere Streckgrenze: $\sigma_s = 2{,}58\,\text{t/cm}^2$ und weiter:

$P_{zul} = 3{,}54\,\text{t}$; $P_T = 7{,}61\,\text{t}$; $P_v = 8{,}8\,\text{t}$ und $9{,}25\,\text{t}$ und damit $\frac{P_v}{P_{zul}} = 2{,}48$

bezw. 2,62 (gegenüber 2,67 und 2,78 bei den Trägern 11a und 12a). Aus den Beobachtungen ist bemerkenswert, daß bei beiden Trägern die ersten Strecklinien unter $P = 7{,}5$ t sichtbar wurden. Beide Träger bogen sich nach Erreichen der Höchstlasten seitlich aus, wodurch jeweils eine weitere Laststeigerung unmöglich wurde. Für den Träger mit $P_v = 8{,}8$ t sind in Abb. 10 die Durchbiegungen, in Abb. 11 die Verlängerungen (Dehnungen) je in Balkenmitte dargestellt. Daraus kann man ein $[P_T'] =$ rd. 8,3 t ablesen.

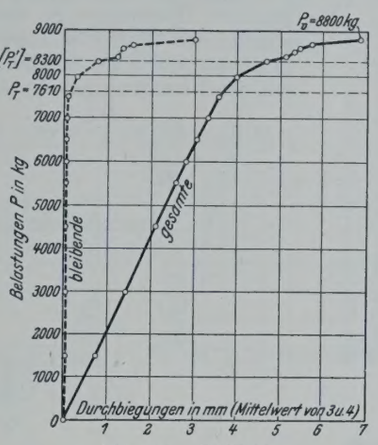


Abb. 10. I NP 16.

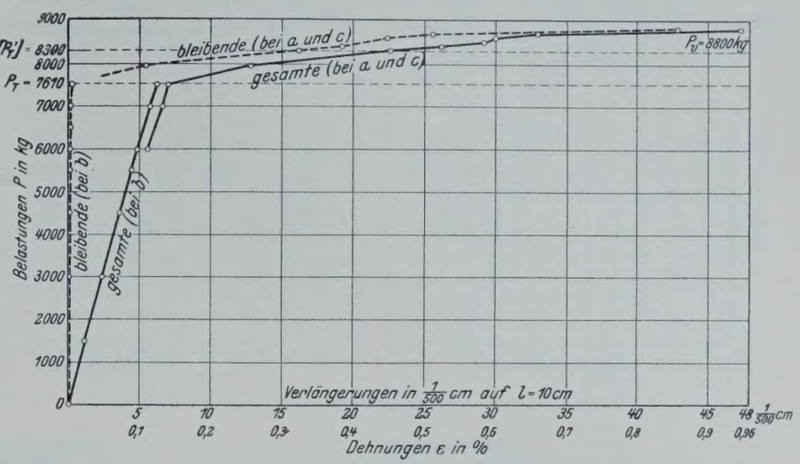


Abb. 11. I NP 16.

II. Die Versuche mit den eingespannten Trägern 11 und 12.

Die Anordnung der Belastungen, die Meßstellen für die Durchbiegungen und für die Verlängerungen an den oberen uud unteren Balkenflächen gehen aus Abb. 12 u. 13 hervor. Für die Versuche wurde die in der „Bautechnik" 1928, S. 12, erwähnte, in dem obenerwähnten Heft 45 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton und auch in Abb. 25 dargestellte Prüfmaschine verwendet. In der Nähe der Balkenenden griffen die Ergänzungslasten P_{el} und P_{er} an. Diese Lasten wurden ebenso wie die beiden Lasten P durch mit Drucköl betriebene Preßluftkolben, die einzeln gesteuert wurden, erzeugt. Die Größe der Lasten P_{el} und P_{er} wurde so gewählt, daß die Auflagerquerschnitte über L und R des Trägers ihre ursprüngliche senkrechte Richtung nicht änderten. Zu diesem Zweck waren über den Auflagern L und R an dem Steg des Trägers in der aus Abb. 13 ersichtlichen Weise empfindliche Wasserwaagen befestigt. Die Belastung geschah ähnlich wie bei den Trägern 11a und 12a in Stufen, teilweise mit Entlastung wechselnd.

Die Bewegungen der zur Bestimmung der Durchbiegungen angeordneten Meßstifte in senkrechter Richtung gegen einen über dem Versuchskörper unabhängig von diesem aufgehängten starren eisernen Rahmen wurde durch Messung der Strecken z (Abb. 12) mit Meßuhren und Mikrometerschrauben verfolgt. Abb. 14 zeigt beim Träger 11 die gesamten und bleibenden Durchbiegungen des Punktes 5 oben in Balkenmitte bezogen auf die oberen Punkte 2 und 8 über den Auflagern L und R. Abb. 15 zeigt die entsprechenden Werte des Trägers 12. In Abb. 16 sind für den Träger 11, in Abb. 17 für den Träger 12 die gesamten und bleibenden Durchbiegungen der Punkte 1 und 9 (Mittelwerte) aufgetragen. Die Werte aller dieser bleibenden Durchbiegungen beziehen sich auf den von P, P_{el} und P_{er} entlasteten Träger.

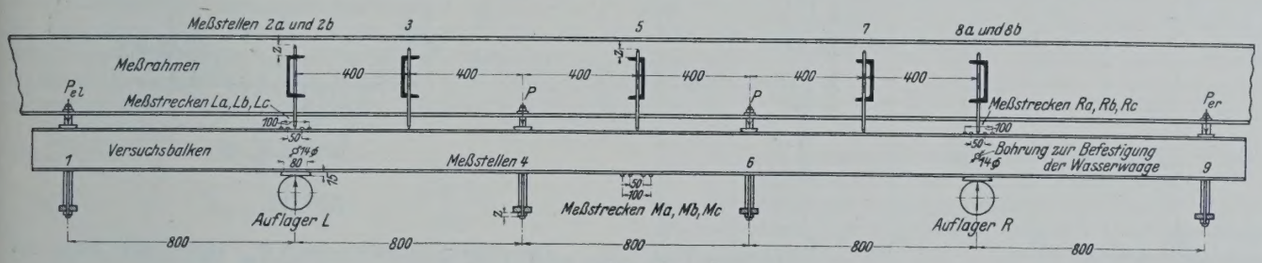


Abb. 12.

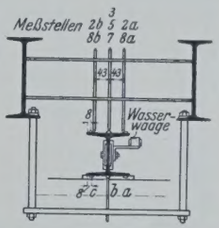


Abb. 13.

In der Zugzone der Balkenmitte und über den Auflagern L und R wurden die Verlängerungen der äußersten gezogenen Schicht der Trägerflanschen bestimmt. Die Meßstrecken Lb, Mb und Rb ($l = 100$ mm) lagen in der Mitte der Flanschenbreite. Die Messung der Verlängerungen erfolgte durch Instrumente mit einer Ablesegenauigkeit von rd. $^1/_{5000}$ mm.

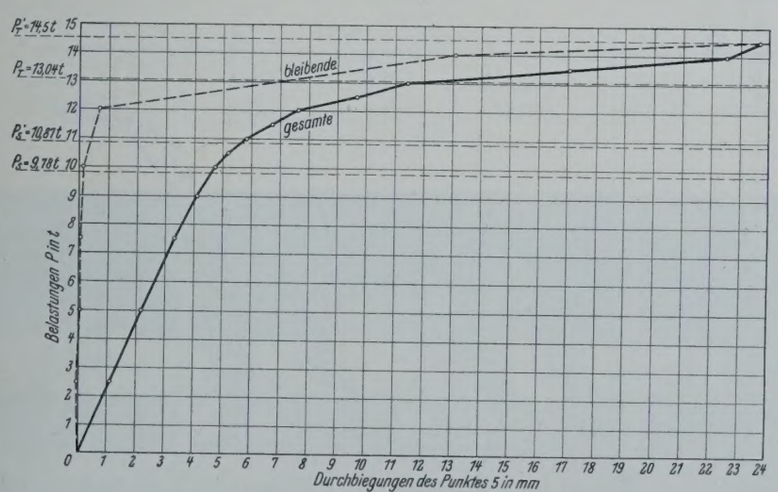


Abb. 14. Träger 11.

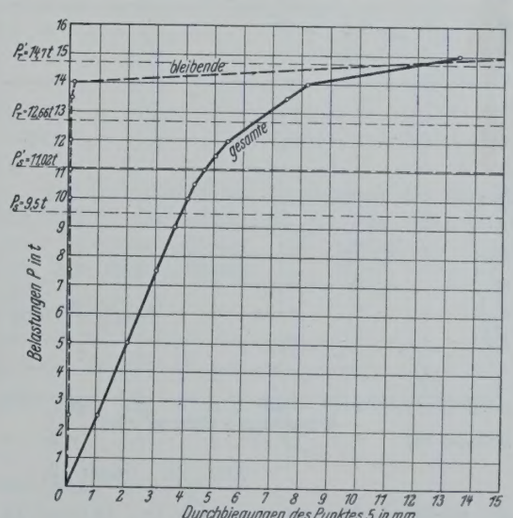
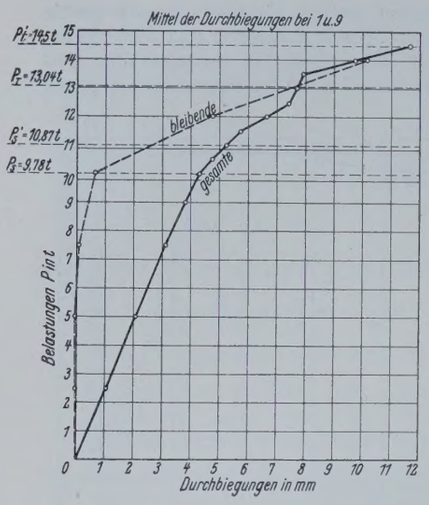


Abb. 15. Träger 12.

Die Meßstrecken La, Lc, Ma, Mc, Ra und Rc ($l = 50$ mm) waren in der Nähe der Flanschenränder angeordnet (Ablesegenauigkeit: $^1/_{250}$ mm). Bei den Meßstrecken a und c ruhten die Instrumente unmittelbar auf der Flanschfläche; an den Enden der mit b bezeichneten Strecken waren 2 mm hohe Stahlplättchen angeklebt, auf denen die Meßinstrumente ruhten. Die entsprechenden Werte für die Mittel aus La, Lc, Ra und Rc, sowie



Träger 11.

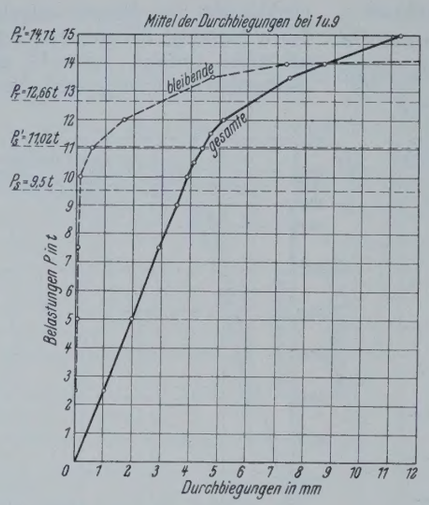


Abb. 16 u. 17.

Träger 12.

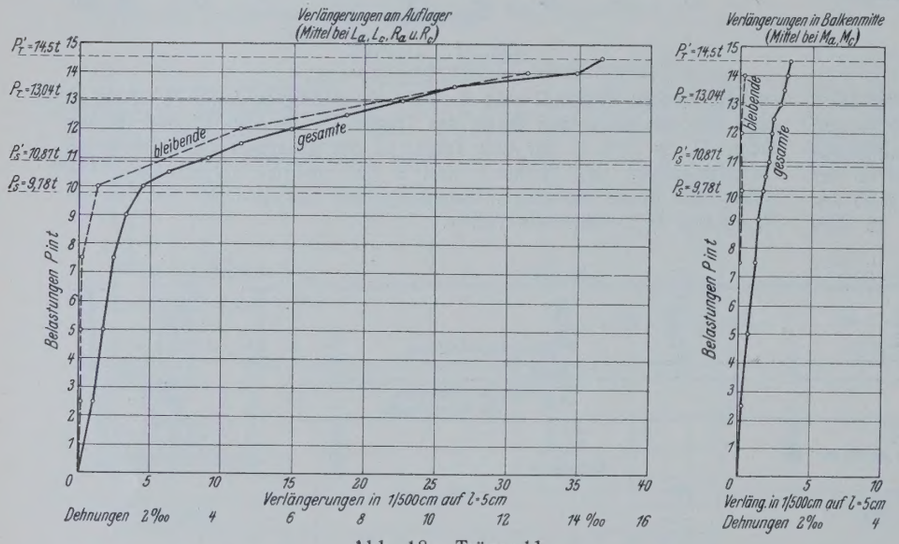
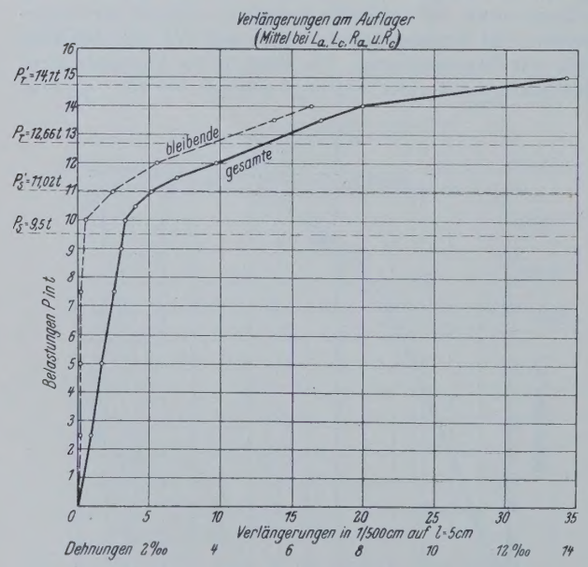


Abb. 18. Träger 11.



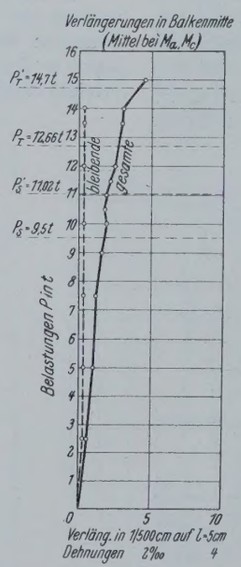


Abb. 19. Träger 12.

für die Mittel aus Ma und Mc sind in Abb. 18 bezw. 19 für die Träger 11 bezw. 12 aufgetragen.

Die obenerwähnten Lasten P_{el} und P_{er} wurden (in t) für die verschiedenen Laststufen versuchstechnisch bestimmt. Die in Abb. 1 dargestellten Einspannmomente M_{El} und M_{Er} sind

(3) $$\text{in tcm} = 80\ P_{el} \text{ bezw. } 80\ P_{er}.$$

Die Feldmomente M_F (s. Abb. 1) in Balkenmitte ergeben sich zu:

(4) $$M_F = 80P - {}^1/_2 (M_{El} + M_{Er}).$$

Die Mittelwerte $M_E = {}^1/_2 (M_{El} + M_{Er})$, sowie die Feldmomente M_F, also die tatsächlich durch die Versuche und auf Grund von (4) ermittelten Werte, sind in Abb. 20 u. 21 für die Träger 11 und 12 aufgetragen (stark ausgezogener Linienzug). Bei derartigen eingespannten Trägern mit zwei gleichen Einzellasten in den Drittelpunkten ergibt sich, solange das Hookesche Gesetz gilt, bekanntlich eine Momentenlinie, wie sie in Abb. 22a dargestellt ist. Dabei ist mit den Bezeichnungen der Abbildung:

(5) $$M_o = \frac{Pl}{3};\quad M_E = \frac{2Pl}{9};\quad M_F = \frac{Pl}{9}.$$

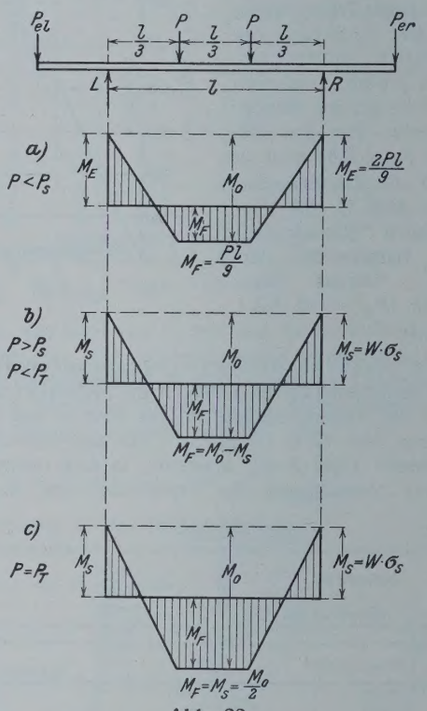


Abb. 22.

Der eingangs erwähnte Wert P_{zul} ergibt sich nach der üblichen Theorie aus der Bedingung, daß die größte Beanspruchung an der Einspannstelle den Wert σ_{zul}, z. B. $= 1{,}2$ t/cm², nicht überschreitet, aus

$$\sigma = \frac{M_E}{W} = \sigma_{zul} \text{ zu:}$$

(6) $$P_{zul} = \frac{9\,W \cdot \sigma_{zul}}{2\,l} = \frac{9\,W \cdot \sigma_{zul}}{2 \cdot 240}.$$

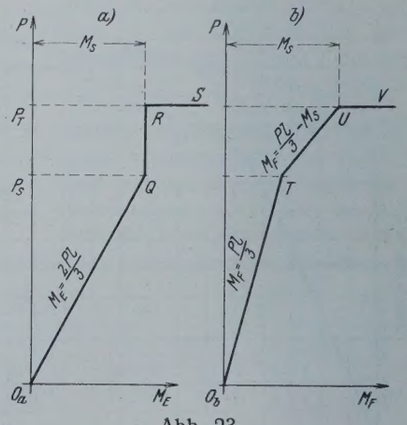
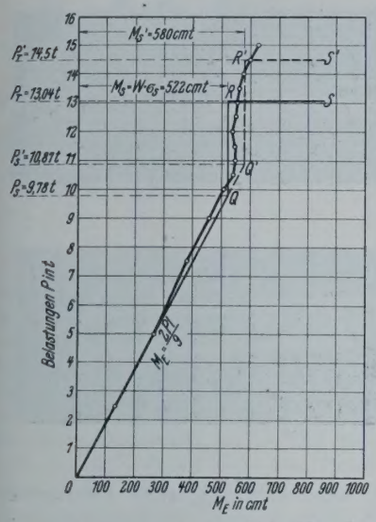


Abb. 23.

Erreicht bei wachsendem P die Beanspruchung an der Einspannstelle die Proportionalitätsgrenze bezw. etwas weniger genau die Streckgrenze — ein Belastungsstadium, dem ein Wert P_S entsprechen möge —, so gilt für Werte von $P > P_S$ die Momentenverteilung der Abb. 22a nicht mehr. Die Momente M_E können nicht mehr wesentlich über den der Belastung P_S entsprechenden Wert $M_s = W \cdot \sigma_s$ anwachsen. Es gilt für $P > P_S$ (Abb. 22b)

(7) $$M_E = M_s;\quad M_F = M_o - M_s = M_o - W \cdot \sigma_s$$



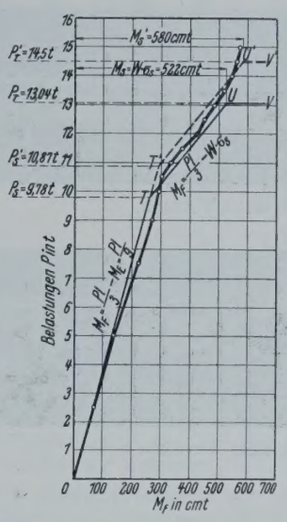
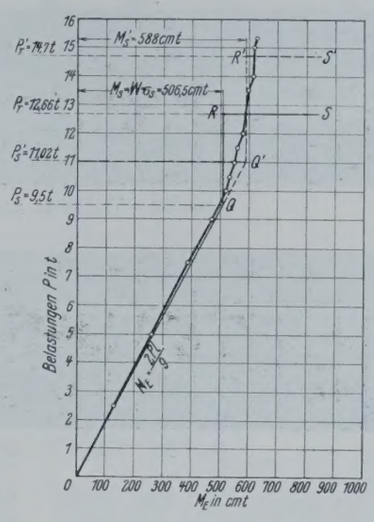


Abb. 20. Träger 11.



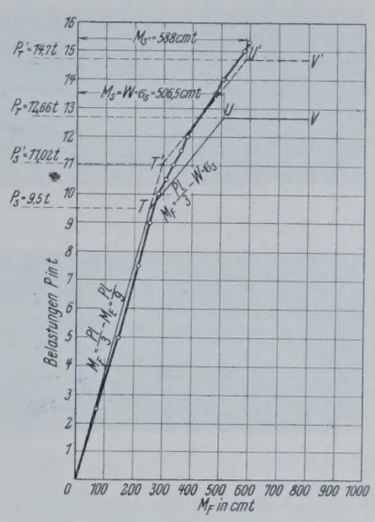


Abb. 21. Träger 12.

für P_S:

$$P_S = \frac{9\,W\cdot\sigma_s}{2\,l} = \frac{9\,W\cdot\sigma_s}{2\cdot 240}. \tag{8}$$

Bei diesem Stadium tritt in den äußeren Fasern des Einspannquerschnitts eine bleibende Dehnung und damit eine Änderung des Winkels der Einspanntangente ein, die aber aus rein geometrischen Gründen bei Anwachsen der Lasten gehemmt ist. Diese Dehnungen wachsen erst ungehemmt weiter, wenn die Last P den Wert P_T, d. h. die oben bei Besprechung der Versuche mit den einfachen Trägern 11a und 12a definierte tatsächliche Tragfähigkeit überschreitet. Im Falle $P = P_T$ (Abb. 22c) ist auch $M_F = M_S$. Sowohl an der Einspannstelle als auch an der Stelle des größten Feldmoments können die Fasern sich ungehemmt bei weiterem Anwachsen der Lasten P dehnen, d. h. die praktisch verwertbare Tragfähigkeit des Trägers ist durch P_T ausgedrückt. Man findet für P_T aus: $M_F = \frac{P_T\,l}{3} - W\cdot\sigma_s = W\cdot\sigma_s$

$$P_T = \frac{6\,W\cdot\sigma_s}{l} = \frac{6\,W\cdot\sigma_s}{240}. \tag{9}$$

Die vorstehenden geschilderten Verhältnisse können unter der vereinfachenden Annahme, daß M_E für $P > P_S$ konstant bleibt, durch Abb. 23a u. b veranschaulicht werden, in der die Einspannmomente und Feldmomente (Abszissen) unter den verschiedenen Laststufen aufgetragen sind. Dabei ist das vereinfachte Spannungsdehnungsdiagramm der Abb. 9 zugrunde gelegt, nach dem keine größeren Momente eintreten können als M_S, das nach früherem nicht viel größer sein kann als $W\cdot\sigma_S$.

Man sieht, bei $P < P_S$ wachsen die M_E und M_F linear; bei $P_S < P < P_T$ ist $M_E = M_S$, die M_F wachsen rascher, aber noch linear. Größere Lasten als P_T kann der Träger nicht aufnehmen, weil $\frac{P_T\,l}{6} = M_S$ ist, dem größten Moment, das der Trägerquerschnitt aufnehmen kann.

Ganz ähnlich wie die den Versuchen mit den einfachen Trägern entsprechenden P_T [nach (2)] infolge des unregelmäßigen Verlaufs der Spannungsdehnungslinie keine mathematisch genau bestimmten Größen sind, ist es auch hier bei den P_S, P_T. Aus dem dort bestimmten $[P'_T]$ kann man schließen, daß erst von einem

$$M_S' = \frac{[P_T]\cdot 160}{4} \text{ und einem } P_S' = \frac{9\,M_S'}{2\cdot 240} \tag{10}$$

an wesentliche Dehnungen im Auflagerquerschnitt eintreten. Es ergibt sich dann ein der Abb. 23 entsprechender, in Abb. 20 u. 21 ebenfalls eingetragener ebenfalls vereinfachter Momentenverlauf nach den Linienzügen $O_a\,Q'\,R'\,S'$ und $O_b\,T'\,U'\,V'$, die eine befriedigende Deckung mit dem aus den Versuchen gewonnenen Momentenverlauf ergeben. Das dabei auftretende P_T', bei dem $M_E = M_F$ ist, ergibt sich nach (9) zu:

$$P_T' = \frac{6\,M_S'}{l} = \frac{6\,M_S'}{240}. \tag{11}$$

Aus den vorstehenden allgemeinen Beziehungen und auf Grund der Versuche erhält man für

	P_{zul}	P_S	P_T	M_S'	P_S'	P_T'	P_v	$\frac{P_v}{P_{zul}}$
Träger 11 . .	4,82 t	9,78 t	13,04 t	14,5 · 40 = 580 tcm	10,87 t	14,5	15,0 t	3,11
Träger 12 . .	4,57 t	9,50 t	12,66 t	14,7 · 40 = 588 tcm	11,02 t	14,7	15,32 t	3,35

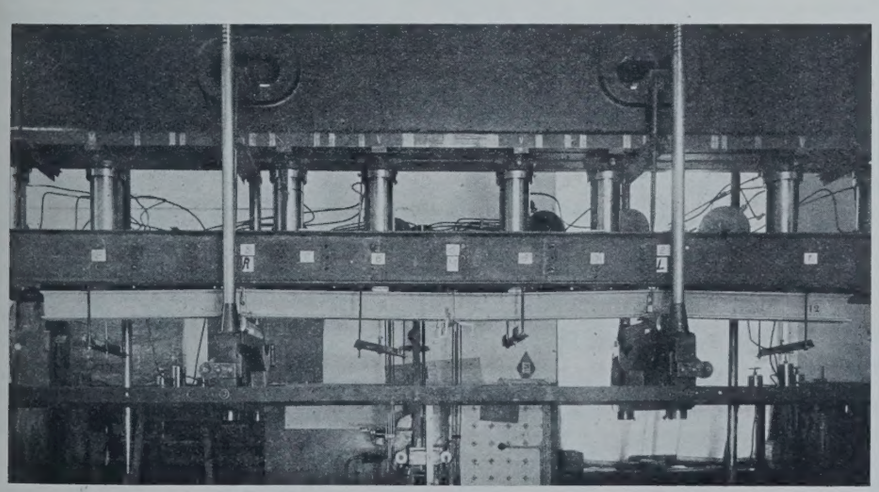


Abb. 25. Träger 12 in der Versuchsmaschine.

Das der tatsächlichen Tragfähigkeit des eingespannten Trägers entsprechende $[P_{zul}]$ ergibt sich auf Grund einer Momentenverteilung, die grundsätzlich derjenigen der Abb. 22c entspricht, wo $M_F = {}^1/_2\,M_0$ ist, aus $\frac{P\,l}{6} = W\cdot\sigma_{zul}$:

$$\text{richtiges } [P_{zul}] = \frac{6\,W\cdot\sigma_{zul}}{l} = \frac{W\cdot\sigma_{zul}}{40}. \tag{12}$$

Man hätte es natürlich auch ausdrücken können zu:

$$\frac{\sigma_{zul}}{\sigma_s}\cdot P_T.$$

Man erhält somit für:

Träger 11 $[P_{zul}] = \frac{214\cdot 1{,}2}{40} = 6{,}42$ t; $\frac{P_v}{[P_{zul}]} =$ rd. 2,3,

Träger 12 $[P_{zul}] = \frac{203\cdot 1{,}2}{40} = 6{,}09$ t; $\frac{P_v}{[P_{zul}]} =$ rd. 2,5.

Aus den Versuchsbeobachtungen ist erwähnenswert:

Träger 11. Unter $P = 12$ t wurden kleine lose Zunderstückchen über einem Auflager an der Rundung zwischen Druckflansch und Steg festgestellt. Bei

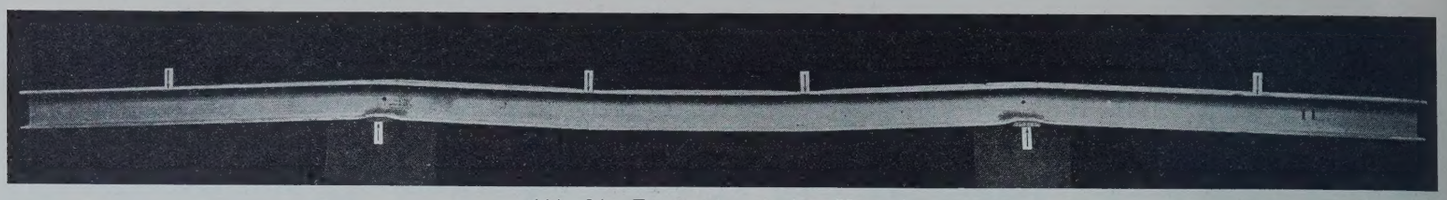


Abb. 24. Träger 11 nach dem Versuch.

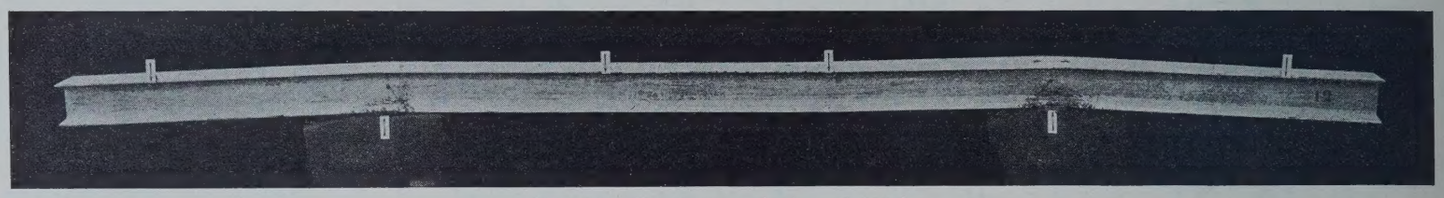


Abb. 26. Träger 12 nach dem Versuch.

$P_v = 15$ t wachsen die Durchbiegungen des Balkens rasch unter starken Verbiegungen der Flanschen an den Stellen R, L und der Lastangriffspunkte. Abb. 24 zeigt den geprüften Träger.

Träger 12. Unter $P = 11$ t (also bei P_S') werden die ersten Streckklinien an der Unterfläche des Zugflansches in der Nähe eines Auflagers beobachtet. Unter $P = 14$ t (also nahe an P_T') erscheinen die ersten Streckklinien unter einem Lastangriffspunkt, und zwar an der unteren Fläche des Zugflansches. Bei $P_v = 15{,}32$ t wachsen die Durchbiegungen an einem Ende auch in seitlicher Richtung rasch. Abb. 25 zeigt den Träger in der Maschine, Abb. 26 den geprüften Träger.

III. Zusammenfassung.

Durch die vorliegende und die in der „Bautechnik" 1928, Heft 1 und 2 enthaltene Abhandlung ist für praktische Zwecke die Frage der tatsächlichen Tragfähigkeit einfacher und durchlaufender Balken von auf ihre ganze Länge gleichem Querschnitt für den Fall gleich großer Einzellasten P und damit auch für eine auf die ganze Trägerlänge gleichmäßig verteilte Belastung q geklärt.

1. Für einfache Balken ergibt sich die Tragfähigkeit P_T, bei deren Überschreitung unzulässige bleibende Formänderungen entstehen, aus der Bedingung, daß das unter den P_T entstehende größte Moment nicht größer als $W \cdot \sigma_s$ werden darf. Die Sicherheit gegen Eintreten solcher unzulässiger bleibender Formänderungen ist $n = \frac{W \cdot \sigma_s}{M}$, wobei M das größte Moment unter den Gebrauchslasten P, die auch verschieden groß sein können, ist. $P_{zul} : P_T$ ist $= \sigma_{zul} : \sigma_s$. Die oben eingeführte erhöhte Tragfähigkeit P_T' diente nur zur Deutung der Versuche mit den statisch unbestimmten Balken.

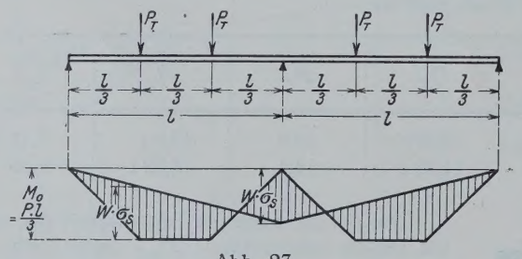


Abb. 27.

2. Für den durchlaufenden Balken mit zwei Öffnungen (Abb. 27) ergibt sich auf Grund einer ähnlichen Überlegung, wie sie an Hand der Abb. 22 angestellt wurde, aus der in der Abb. 27 dargestellten Momentenverteilung, wobei das größte Feldmoment gleich dem nicht wesentlich über $W \cdot \sigma_s$ anwachsbaren und diesem gleichzusetzenden Stützenmoment wird, also aus:

$$W \cdot \sigma_s = \frac{P_T \cdot l}{3} - \frac{W \cdot \sigma_s}{3}$$ die Tragfähigkeit zu

$$P_T = \frac{4\, W \cdot \sigma_s}{l}; \tag{13}$$

und daraus das entsprechende Feldmoment = Stützenmoment zu:

$$W \cdot \sigma_s = \frac{P_T \cdot l}{4}. \tag{14}$$

Für die Querschnittsbemessung ist maßgebend

$$M_F = \frac{P \cdot l}{4}, \tag{15}$$

denn bei diesem Feldmoment ist, wenn dabei σ_{zul} nicht überschritten wird, die Sicherheit gegen Eintritt unzulässig großer Formänderungen an der Stelle des Feldmoments und nach der Auswirkung zulässiger begrenzter bleibender Formänderungen über der Stütze auch an dieser ebenso groß wie beim einfachen Balken. Bei unsymmetrischer Belastung führt eine analoge Betrachtung zu der Größe der tatsächlichen Tragfähigkeit P_T (z. B. bei Belastung nur eines Feldes mit zwei P). Dabei kann der oben mit P_S charakterisierte Zustand dem Moment unter einem Lastangriffspunkte entsprechen.

3. Für den beiderseits eingespannten Balken (zugleich Mittelfeld eines durchlaufenden Balkens auf vielen Stützen gleicher Entfernungen) ergibt sich nach Abb. 22c und nach (9) $P_T = \frac{6\, W \cdot \sigma_s}{l}$ und das dieser Tragfähigkeit entsprechende Feldmoment (= Stützenmoment) zu $W \cdot \sigma_s = \frac{P_T \cdot l}{6}$, allgemein bei symmetrischer Belastung zu $\frac{1}{2} \cdot M_0^T$. D. h. für die Querschnittsbemessung ist maßgebend:

$$M_F = M_E = \frac{M_0}{2}, \tag{16}$$

wobei M_0 das größte Moment bei der betrachteten Belastung darstellt.

Bei gleichmäßig verteilter Belastung von q f. 1 lfd. m Balken also:

$$M_F = M_E = \frac{q\, l^2}{16}.^{3}) \tag{16'}$$

Auf Grund einer Betrachtung, ähnlich wie sie für einen beiderseits eingespannten Balken an Hand der Abb. 22 angestellt wurde, läßt sich für die mittleren gleich langen Felder eines durchlaufenden Balkens beliebig vieler Öffnungen leicht nachweisen, daß das für die Querschnittsbemessung der Mittelfelder maßgebende Moment bei gleichmäßig verteilter Belastung q auf die ganze Trägerlänge zu $\frac{q\, l^2}{16}$ anzusetzen ist. Bei durchlaufenden Pfetten z. B. ist es also nicht nötig, Gelenke so einzuschalten, daß die Feldmomente gleich den Stützenmomenten werden. Eine nach $M = \frac{q\, l^2}{16}$ bemessene durchlaufende Pfette ohne Gelenke hat dieselbe Tragfähigkeit wie die Gelenkpfette, weist unter den Gebrauchslasten aber kleinere Durchbiegungen auf, ist für mögliche ungleichmäßige Belastungen widerstandsfähiger und bedingt einfachere Werkstatt- und Montierungsarbeit. Man beachte, in den vorstehend behandelten Fällen stellt sich diejenige Momentenverteilung ein, die man günstigstenfalls durch die Einschaltung von Gelenken erreichen könnte. Es gilt also der von Kist a. a. O. aufgestellte Grundsatz, daß man nach jeder Kräfteverteilung, die mit dem Gleichgewichte zu vereinbaren ist, die Abmessungen des Bauwerks bestimmen darf.

[3]) Diese Feststellung stimmt grundsätzlich überein mit den dem Verfasser (ebenso wie die Abhandlung Kist) anläßlich der II. internationalen Tagung für Brücken- und Hochbau in Wien 1928 bekanntgewordenen Versuchen des Oberingenieurs G. v. Kazinczy, veröffentlicht in der ungarischen Zeitschrift Betonszemle 1914. K. sagt dort: „Ein eingespannter Eisenträger kann nur dann eine große bleibende Durchbiegung erleiden, wenn die Streckgrenze an drei verschiedenen Querschnitten erreicht ist. Querschnitte, bei welchen die Streckgrenze erreicht ist, können bei weiterer Belastung als Gelenke mit ständigem Biegungsmoment betrachtet werden."

INHALT: Flughäfen in Ausgestaltung und Betrieb. — Über die Kraftwirkung zwischen Kraftwagen und Straße. — Wirtschaftliche Linienführung für Kraftverkehrsstraßen. — Zur Berechnung zylindrischer Silozellen aus Eisenbeton. — Schleusen ohne Wasserverbrauch. — Über die Bedeutung des Messens der Bestandteile des Betons. — Versuche mit eingespannten und einfachen Balken von I-Form aus St 37.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

7. Jahrgang | BERLIN, 17. Mai 1929 | Heft 21

Alle Rechte vorbehalten.

Bau der Opelbrücke.

Von Regierungsbaurat **Leißler,** Darmstadt.

Am 26. August 1928 wurde die neue Straßenbrücke über den Main zwischen Rüsselsheim und Flörsheim, die zu Ehren eines ihrer Hauptförderer den Namen „Opelbrücke“ erhielt, dem Verkehr übergeben und damit die erste feste Verbindung zwischen hessischem und preußischem Ufer am Untermain geschaffen. Seither waren unterhalb Frankfurt a. M. bis zur Mainmündung nur zwei 26 km voneinander entfernte Straßenbrücken bei Schwanheim und Kostheim vorhanden. Auf der dazwischenliegenden Flußstrecke, deren Ufer außerordentlich stark mit Industrie besiedelt und wirtschaftlich aufs engste miteinander verknüpft sind, bestanden nur noch zwei Hochseilfähren, die die Überleitung des ständig zunehmenden Verkehrs nicht mehr gewährleisten konnten. Abgesehen

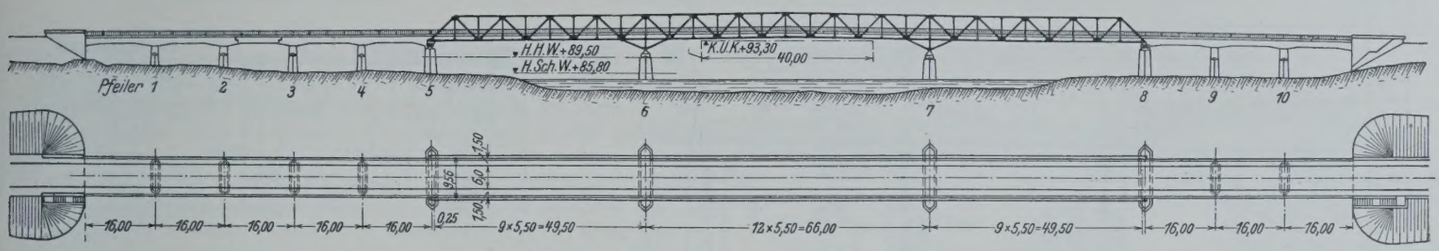


Abb. 1. Gesamtansicht der Opelbrücke.

von der großen Verzögerung, die der Verkehr durch den Fährbetrieb an und für sich schon erleidet, waren die Fahrzeuge bei Stillegung dieses Betriebes während Hochwassers und Eisganges gezwungen, große Umwege zu machen, während große Mengen von Arbeitern überhaupt nicht zu ihren Arbeitsstätten gelangen konnten oder diese nur unter großen Erschwernissen erreichten. So war es begreiflich, daß der Wunsch nach einer weiteren festen Verbindung der beiden Ufer bei der Bevölkerung und bei der Industrie immer dringender wurde. Im Hinblick auf das große öffentliche Interesse gelang es im Verlauf einer Reihe von Verhandlungen während des Jahres 1926, die für den Bau der Straßenbrücke erforderlichen Geldmittel in Höhe von rd. 700 000 R.-M. durch die am meisten interessierten Gemeinden Rüsselsheim und Flörsheim, den Kreis Groß-Gerau, die Provinz Starkenburg, den Bezirksverband Wiesbaden, den Main-Taunuskreis, den hessischen Volksstaat und die Automobilfabrik Opel sicherzustellen, so daß im Mai 1927 die Bauarbeiten begonnen und nach $1^1/_4$jährigem Betrieb zu Ende geführt werden konnten. Die technische Oberleitung des Brückenbaues lag in Händen einer Baukommission, bestehend aus Ministerialrat Prof. Knapp, Darmstadt, Landesoberbaurat Engel, Wiesbaden, Provinzialoberbaurat Baltz, Darmstadt, und Oberregierungs- und -baurat Rogge, Wiesbaden, während die Bauleitung dem Verfasser übertragen war.

Auf Grund eines unter 11 größeren Firmen ausgeschriebenen Wettbewerbs wurde für die Herstellung der Haupttragkonstruktion mit Rücksicht auf die beschränkten Geldmittel dem Stahl der Vorzug gegeben, da dieser trotz der späterhin erwachsenden höheren Unterhaltungskosten wesentlich billiger als Eisenbeton oder Stein ist. Bei der unter den Firmen Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Gustavsburg, Gutehoffnungshütte A.-G., Oberhausen, Klönne, Dortmund, und Fried. Krupp, Essen, veranstalteten Verdingung wurde den beiden erstgenannten Firmen die Herstellung der Eisenkonstruktion übertragen, wobei die aus Eisenbeton hergestellte Fahrbahn von der Rhein. Betonbau A.-G., Mainz, ausgeführt wurde.

Die Gründungsarbeiten und Herstellung der beiden Strompfeiler wurden durch die Firma F. Minthe, Mainz, ausgeführt, während die Beton- und Eisenbetonarbeiten an Landpfeilern, Widerlagern und Flutöffnungen von der Eisenbetonbaufirma Fr. Schlüter A.-G., Dortmund, besorgt wurden.

Etwa 400 m oberhalb Rüsselsheim auf dem linken Mainufer und ebensoweit unterhalb Flörsheim auf dem rechten Ufer überspannt die Brücke in einer Länge von 294 m Fluß und Vorland. Ihre Fahrbahn hat eine Breite von 6 m, an die sich beiderseits je 1,50 m breite Fußwege anschließen, die durch eiserne Geländer gesichert sind. Die Brücke ist in eine Hauptöffnung von 66 m und zwei Seitenöffnungen von je 49,50 m Spannweite eingeteilt, außerdem befinden sich linkseitig fünf und rechtseitig drei je 16 m breite Flutöffnungen. Die Gesamtkonstruktion, die über den Hauptöffnungen aus Eisen und über den Flutöffnungen aus Eisenbeton besteht, wird von zwei Strompfeilern, acht Landpfeilern und zwei Widerlagern getragen (Abb. 1).

Da für die Haupttragkonstruktion der Vollwandträger infolge der beträchtlich höheren Kosten nicht gewählt werden konnte, wurde der Hauptträger als Fachwerk-Parallelträger nach dem Gerbersystem ausgebildet. Die die beiden Seitenöffnungen überbrückenden Parallelträger sind über die Strompfeiler hinaus je 11,50 m ausgekragt, so daß der in Gelenken eingehängte mittlere Träger noch eine Länge von 33 m hat. Sie sind 5,50 m hoch und in einer Entfernung von 9,56 m voneinander gelagert. Das Fachwerk besteht aus 30 Fachen von je 5,5 m Länge (Abb. 2 bis 4).

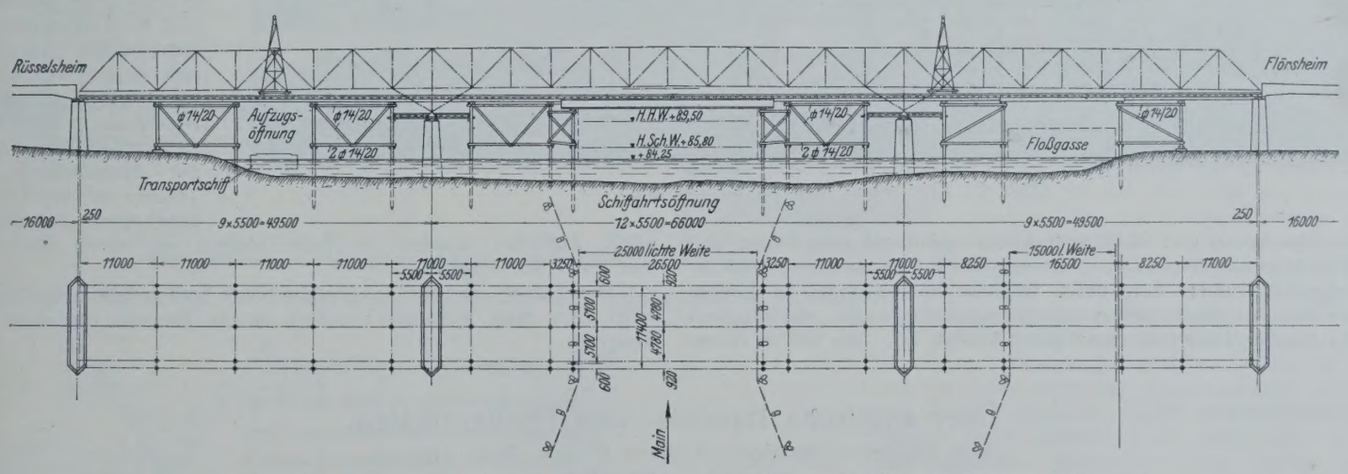


Abb. 2. Ansicht und Draufsicht des Lehrgerüstes für die Stahlkonstruktionsmontage.

Als Baustoffe wurden für die Haupt-, Quer- und Längsträger sowie die Nietverbindungen hochwertiger Baustahl St 48, für den untenliegenden Windverband, die Fußwegrandträger und das Geländer Baustahl St 37

verwendet, während die drei beweglichen und das feste Auflager aus Stahlformguß und die Rollen sowie Gelenkbolzen aus Schmiedestahl sind. Für die Bemessung der Konstruktionsteile wurden die Belastungsannahmen für Straßenbrücken der deutschen Normen Brückenklasse I DIN 1072 zugrunde gelegt.

Die beiderseits an die Hauptöffnungen anschließenden Flutöffnungen sind durch Eisenbetonplattenbalken überbrückt (Abb. 5) Linkseitig sind die auf Pfeilern und Widerlagern ruhenden Plattenbalken als Gerberträger derart ausgebildet, daß sie über je zwei Öffnungen laufend nach der mittleren Öffnung 3 m ausgekragt sind. Auf diesen Kragarmen lagert der 10 m lange eingehängte Träger. Die durchlaufenden Träger sind demnach 35 m lang. Rechtseitig sind die Balken mit 48 m Länge auf vier Pfeiler aufgelegt. Nach den oben angeführten Berechnungsgrundlagen ergab sich für die Balken eine Breite von 0,50 m und eine mittlere Höhe von 1,40 m, die an den Auflagern voutenförmig auf 2,00 m ansteigt. Die

Abb. 4. Blick in die Stahlkonstruktion.

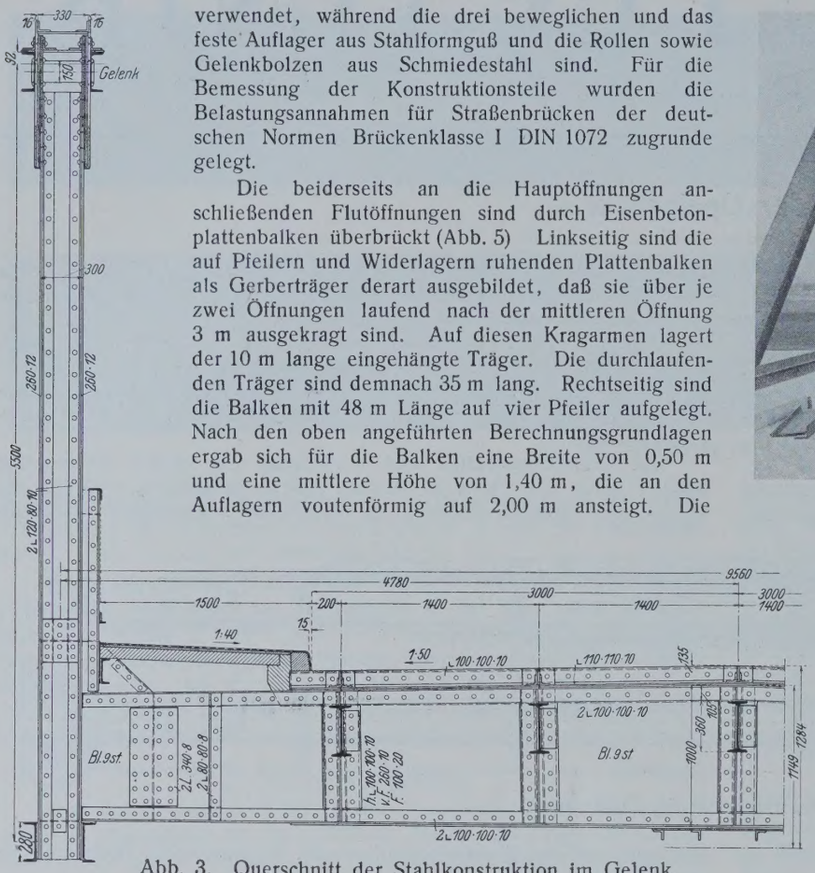


Abb. 3. Querschnitt der Stahlkonstruktion im Gelenk.

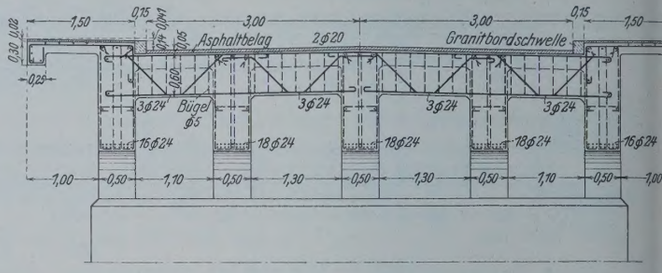


Abb. 5. Querschnitt durch die Eisenbetonkonstruktion der Flutbrücken.

20 cm starke Platte liegt auf fünf im Abstande von 1,60 bezw. 1,80 m Entfernung gelagerten Balken, die wiederum durch Querträger in Abständen von 1,25 m versteift sind. Von den Randträgern aus sind die Fußwege 1,50 m weit frei ausgekragt. Die Fahrbahn ist mit einer 6 cm starken Hartgußasphaltschicht, unter der ein doppelter Goudronanstrich als Isolierung aufgebracht ist, versehen, während die Asphaltschicht der Fußsteige nur 2 cm beträgt.

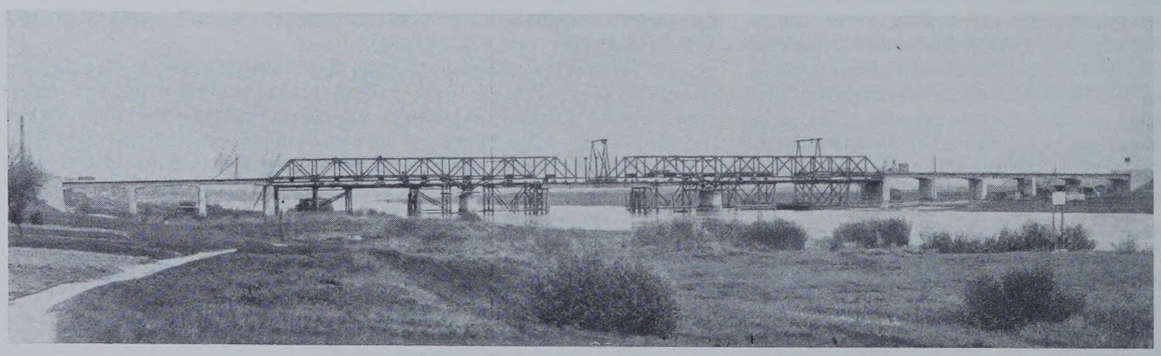


Abb. 6. Opelbrücke vor der Vollendung.

Die Eisenbeton- und Stahlkonstruktionen sind auf zehn Pfeiler und zwei Widerlager aufgelegt (Abb. 6). Diese sind sämtlich aus Stampfbeton im Mischungsverhältnis 1:8 hergestellt. Obgleich die Widerlager, Landpfeiler und die Eisenbetonkonstruktion aus Sparsamkeitsgründen schalungsrauh belassen wurden, bieten sie einen guten Anblick dar. Die beiden Strompfeiler sind zum Schutze gegen Eisgang und sonstige treibende Gegenstände von der Flußsohle bis 1 m über Normalstau mit Basaltlavaquadern verkleidet. An den Pfeilerköpfen ist diese Verkleidung bis obenhin geführt. Die Auflagerquader der Stahlkonstruktion sind aus Eisenbeton hergestellt. Zur Sicherheit liegen sie auf Eisenmatratzen aus Rundeisen, die in den Beton der Pfeiler eingelagert sind. Soweit es am höher gelegenen Ufer möglich war, geschah die Gründung für Widerlager und Landpfeiler in offener Baugrube; im tiefer liegenden Vorland mußten Holzspundwände gerammt werden. Die Ufer- und Strompfeilerfundamente wurden zwischen Spundwänden aus Larsseneisen I und II hergestellt. Die Spundbohlen sind bis 1,50 m unter Fundamentsohle eingerammt und ragten während des Baubetriebes 1,20 m über Normalstau. Nach Fertigstellung der Pfeiler wurden die Spundbohlen durch Taucher an der Flußsohle abgebrannt. Zur Sicherung gegen Auskolken wurden die Pfeiler alsdann mit einem Steinvorwurf von 1 m Höhe umgeben.

Die Zufahrt zur Brücke geschieht auf beiden Seiten von den parallel zum Main ziehenden Straßen mittels Rampen von etwa 1,3 % Steigung.

Alle Rechte vorbehalten.

Über englische Handels- und Fischereihäfen.

Von Baudirektor **Bunnies** und Baurat Dr.-Ing. **Bolle**, Hamburg.

(Schluß aus Heft 17.)

Da der Hafen von Manchester anderen Umschlagplätzen gegenüber insofern benachteiligt ist, als er auch noch die Kosten für den Zufahrtkanal aufbringen muß, hat man sich bemüht, dies dadurch einigermaßen wettzumachen, daß man auf eine weitgehende technische Vervollkommnung der Hafenanlagen bedacht war, sowohl hinsichtlich der Grundrißanordnung der Hafenbecken als auch was Umschlageinrichtungen anbelangt. Beachtlich ist u. a. die Ausgestaltung der Eisenbahnanlagen, bei der auf möglichst glatte Gleiszuführungen Wert gelegt ist. Abb. 15 gibt einen Überblick über die größeren mit den Nummern 6 bis 9 bezeichneten Docks; ein zehntes Becken ist geplant. Östlich der in der Abbildung verzeichneten Drehbrücke schließen sich noch die kleineren Becken 1 bis 4 an, die durchschnittlich eine Breite von 40 m und eine Länge von 200 m haben. Die Tiefe der einzelnen Becken schwankt zwischen 7,50 und 8,50 m.

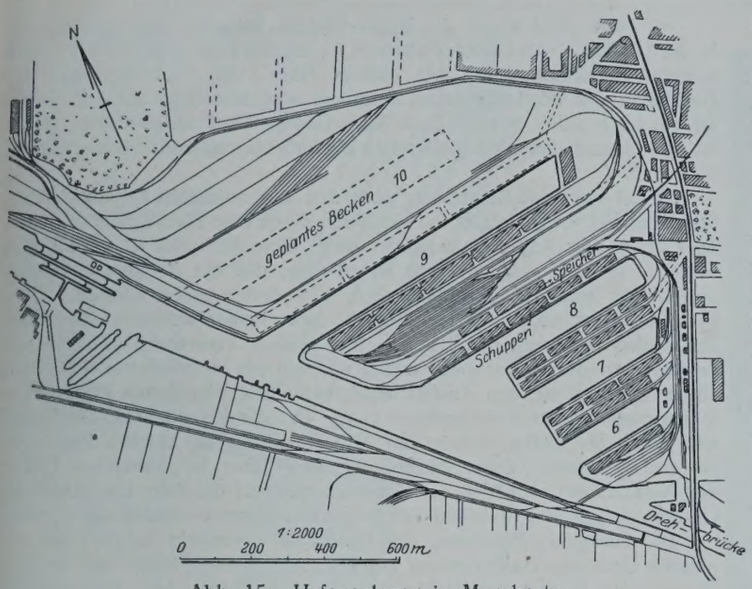


Abb. 15. Hafenanlagen in Manchester.

Das oben erwähnte Streben, durch hochwertige Anlagen die Behandlung der Ware zu verbilligen, kommt in besonderem Maße bei den Lagermöglichkeiten zum Ausdruck. Die Gesellschaft besitzt annähernd 50 verschiedene Speicher, die für die Lagerung von schätzungsweise 500 000 t Gut, hauptsächlich Baumwolle, Wolle, Spirituosen, Tabak, Zucker und Gefrierfleisch eingerichtet sind. Alle diese Speicher sind auf das vorzüglichste mit Laufkatzenkranen, Förderbändern, Treckern, Staplern und Hängebahnen eingerichtet. Bemerkenswert ist die Schnelligkeit, mit der die Kühlhäuser bedient werden. Die Kühlhäuser sowie die angrenzenden Straßen- und Gleisflächen sind durch hohe eiserne Gerüste überbaut, auf denen Laufkatzenkrane laufen, die das Gefrierfleisch über die Dächer befördern, und es durch irgend eine der zahlreichen Luken in jeden beliebigen Raum absetzen können. Ein Teil der Speicher steht in enger Verbindung mit den Kaischuppen, die auch zumeist mehrgeschossig sind. Der in Abb. 16 im Querschnitt gezeigte Kai am Hafenbecken 8 besitzt an der Wasserseite viergeschossige Schuppen mit Dachkranen und parallel dazu, getrennt durch Straße und Gleise, Speicher, eine in ähnlicher Form auch in Bremen anzutreffende Anordnung.

Das Dock Nr. 9 wurde im Jahre 1905 eröffnet. Es besitzt an seiner Südseite fünf Kaischuppen, die wie im Becken 8 ebenfalls viergeschossig sind (Abb. 17). Vor Kopf des Beckens befindet sich ein Getreide-Silospeicher, dem z. T. das Getreide durch ein längs des Kais verlegtes unterirdisches Förderband zugeführt wird. Anschließend an den Silo sind vor kurzem an der Nordseite des Beckens zwei in unserem Lageplan noch nicht verzeichnete fünfgeschossige Eisenbetonschuppen errichtet worden. Die restliche Kaifläche der Nordseite dient als Holzlagerplatz.

Auf der Südseite des die Einfahrt zu den Docks Nr. 6 bis 9 bildenden Wendebeckens liegt der sogen. Trafford Wharf, ein dem Getreideumschlag dienender Kai, der bezüglich seiner Ausführung interessiert. Der ganze Bau ist nämlich aus einzelnen vorher fertiggestellten Eisenbetonteilen zusammengesetzt. Der Unterbau besteht aus zwei Reihen Pfahlbündeln, die in ihren oberen Teilen von ebenfalls vorher hergestellten Eisenbetonzylindern umgeben sind. Diese wurden später ausbetoniert, so daß man es gewissermaßen mit zwei Reihen von Pfeilern zu tun hat. Die beiden Pfeilerreihen tragen je einen kastenförmigen Brückenträger, die durch fertige Platten und Plattenbalken verbunden sind. Bemerkenswert ist noch ein Tunnel für Getreideförderbänder. Bezüglich weiterer Einzelheiten der sehr instruktiven Ausführung vergleiche man die angegebene Literatur.[17])

Schließlich soll noch eine für Manchester charakteristische Art der Bedienung von Kaikranen Erwähnung finden. Es handelt sich um eine Bedienung der Krane vom Schiffsdeck aus, wo der Kranführer seinen Platz neben der Ladeluke hat. Dieser regelt mittels eines umgehängten Hilfskontrollers mit biegsamer Leitungsschnur die Kranmotoren. Der Kran arbeitet unmittelbar aus der Luke heraus. Der Vorteil dieser Arbeitsweise liegt darin, daß ein besonderer Beobachtungsmann an der Luke und die Betätigung der Ladebäume auf dem Schiff erspart werden. Voraussetzung für die Anwendung dieses Verfahrens ist allerdings, daß der Wasserspiegel im Hafen möglichst gleich bleibt (Dockhäfen), und daß die Kaikrane bis in die Ladeluken hineinreichen. Da beide Umstände selten zusammentreffen, erklärt es sich, daß man das an sich praktische Verfahren nicht häufiger antrifft.

Außer in Manchester selbst sind noch an verschiedenen Stellen des Kanals Umschlaganlagen zu finden, von denen einige in den letzten Jahren eine außerordentliche Entwicklung genommen haben. In diesem Zusammenhang sollen ihrer besonderen Bedeutung wegen nur die Anlagen von Ellesmere Port — der nahe der Kanalmündung gelegene Platz bildet eine Art von Vorhafen für Manchester — kurz Erwähnung finden. Hier sind, beginnend mit dem Jahre 1922, neuzeitliche Getreide- und Kohlenumschlaganlagen geschaffen, von denen wiederum eine unmittelbar am Kanal gelegene Kohlenbunkeranlage unser besonderes Interesse verdient. Wie Abb. 18 zeigt, beanspruchen die beiden Förderanlagen keinerlei Platz am Kai, da sie die Schiffe über die Kaischuppen hinweg, auf deren flachen Dächern sie montiert sind, bedienen. Die grundsätzliche Arbeitsweise der Förderer, der Antransport der Kohle durch Eisenbahnwagen, das Heben der Kohlen durch ein seitlich schwenkbares Band und schließlich ihre Verteilung auf das Schiff mittels allseitig beweglicher Ausleger sind aus dem beigegebenen Querschnitt ersichtlich. Auf weitere Einzelheiten einzugehen, verbietet der zur Verfügung stehende Raum; die Leistungsfähigkeit eines jeden Förderers beläuft sich auf 200 bis 280 t/h.

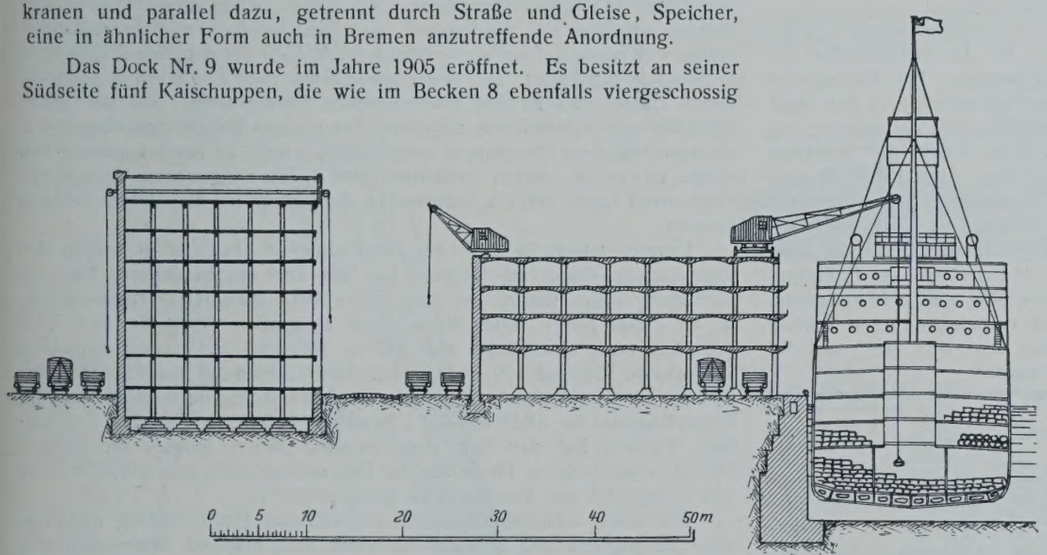


Abb. 16. Querschnitt durch Kaischuppen und Speicher am Hafenbecken 8 in Manchester.

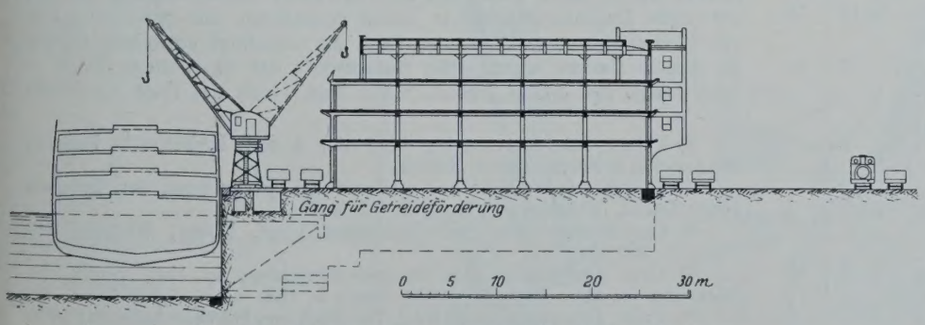


Abb. 17. Kaischuppen am Hafenbecken 9 in Manchester.

Wenig östlich von Ellesmere Port ist 1922 an der Nordseite des Kanals bei Stanlow ein Öldock eröffnet worden, das bezüglich seiner Verkehrsbedeutung heute zu den wichtigsten Anlagen dieser Art in England gerechnet werden muß. Bemerkenswert dabei ist, daß die zu dem Hafenbecken gehörigen umfangreichen Tankanlagen größerer Ölkonzerne auf der anderen (Süd-) Seite des Kanals gelegen sind. Die im Öldock liegenden Schiffe sind mit den Tankanlagen durch zahlreiche Röhrenleitungen, die unter der Kanalsohle durchgeführt sind, verbunden. Die Aufnahmefähigkeit der Tankanlagen bei Stanlow beläuft sich auf 166 000 t.

---

[17]) Jahrbuch der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen 1925. Hedde, Neuere Kaimauern, S. 26 u. 27. — The Dock and Harbour Authority 1926, März, S. 142 u. f. Trafford Wharf Reconstruction at the Manchester Docks von H. A. Reed.

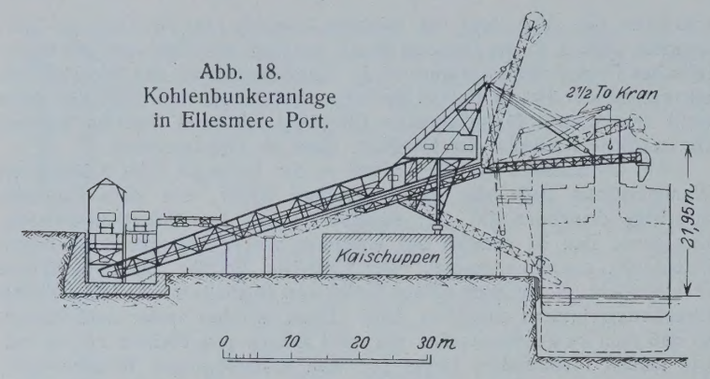
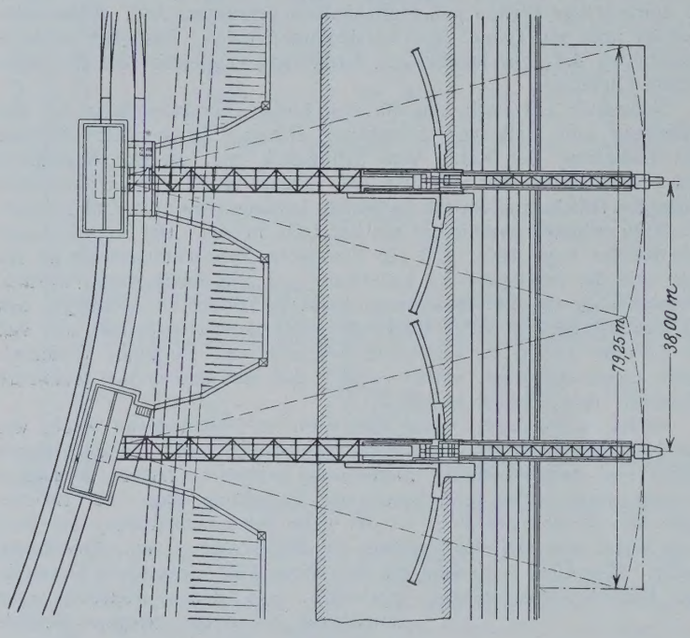


Abb. 18.
Kohlenbunkeranlage
in Ellesmere Port.



Hull.[18])

Hull hat als Hafen seit frühesten Zeiten für die Seeschiffahrt Bedeutung gehabt. Hand in Hand mit der gewaltigen Entwicklung der Dampfschiffahrt einerseits und der Ausdehnung der Industrie in der Stadt und Umgebung anderseits ging eine Verbesserung und Vermehrung der Hafenanlagen. Gegen Ende des 18. Jahrhunderts baute die damalige Hull-Dock-Co. die ersten geschlossenen Häfen (vergl. Abb. 19) im Herzen der Stadt, die Queen's-, Humber- und Prince's-Docks. Es folgen die Railway-, Victoria-, Albert- und William-Wright- sowie die St. Andrews-Docks. Das Alexander-Dock entstand Mitte der achtziger Jahre des vorigen Jahrhunderts. Es war der größte Dockhafen am Humber bis zur Eröffnung des King-George-Docks im Jahre 1914. Da es zu weit führen würde, sämtliche genannten Docks zu beschreiben, ist nachstehend eine Tabelle beigegeben, aus deren Angaben man Schlüsse über den Wert und die Bedeutung der Anlagen im einzelnen ziehen kann.

Dock	Wasserfläche ha	Breite der Einfahrt m	Schleusenlänge m	Tiefe m	Fördereinrichtungen für Kohlen	Krane	Lagerhäuser
King George	21,45	25,90	228,60	12,88	Förderer u. Heber	56	6
Alexander (einschl. Erweiterung)	21,44	25,90	167,64	10,06	10 Förderer u. Krane	55	12
Albert u. William Wright	12,14	24,38	97,53	8,84	8 Förderer u. Krane	15	13
Victoria (einschl. d. Holzlager)	19,42	15,24	36,73	8,15	2 Förderer, 3 Heber, 1 Kran	3	11
St. Andrew's Fish Dock (einschl. Erweiterung)	8,09	15,24	76,20	9,07	1 Heber, 3 Krane	3	—
Humber	3,64	12,95	48,15	8,15	1 Heber, 1 Kran	3	2
Railway	1,21	12,95	28,35	8,23	2 Krane	2	5
Prince's	2,43	11,12	39,62	6,40	—	2	2
Queen's	4,05	11,58	36,88	6,40	—	1	5

Im Jahre 1893 wurde die North-Eastern-Railway, jetzt aufgegangen in die London North-Eastern-Railway-Co., Eignerin des ersten Docks. Die genannte Gesellschaft hat seit diesem Jahre viele Verbesserungen der Dockhäfen und der Liegeplätze am Strom ausgeführt und auch die Mittel für das noch näher beschriebene King-George-Dock aufgebracht. Heute ist diese Eisenbahngesellschaft allein Eignerin der gesamten Hafenanlagen von Hull.

Es sei hier eine Bemerkung über den wesentlichsten Unterschied erlaubt, der sich daraus ergibt, ob ein Hafen durch eine Eisenbahngesellschaft oder durch eine Authority verwaltet wird. Eine Authority ist gezwungen, Abgaben in einer solchen Höhe zu erheben, daß die Anlagen betrieben, unterhalten und zu gegebener Zeit erweitert werden können. Eine Eisenbahngesellschaft dagegen braucht nicht immer unbedingt darauf zu sehen, daß die durch den Betrieb eines Hafens verursachten Kosten unmittelbar wieder einkommen, sofern sie, wie das mehrfach bei englischen Häfen der Fall ist, den Ausfall durch vermehrte Einnahmen ihres Bahngüterverkehrs wieder wettmachen kann. Für die Eisenbahngesellschaften sind daher die Häfen zumeist nur Mittel zum Zweck, nämlich Zubringer für die Eisenbahn. Diese Einstellung bringt aber in zahlreichen Fällen den Nachteil mit sich, daß der Umschlag von auf die Bahn übergehenden Gütern gepflegt wird, während die übrigen Güterarten vernachlässigt werden.

Die besondere Beachtung des Hafenbauers verdient in Hull das am unteren Ende des Hafensystems gelegene King-George-Dock, das wenige Wochen vor Beginn des Weltkrieges fertig geworden ist. Dieses Dock hat eine Wasserfläche von 21,45 ha; bei Hochwasser ist eine Tiefe von 12,88 m vorhanden. Die Eingangschleuse hat eine Länge von 228,6 m und eine Breite von 26 m. Die Grundrißanordnung des Docks ergibt sich aus dem Lageplan bezw. dem beigegebenen Flugbild (Abb. 20). Für den Umschlagverkehr stehen am Nordwestarm des Docks sechs ebenerdige Eisenbetonschuppen zur Verfügung, diese haben ein flaches, asphaltiertes Dach, das auch mit zum Lagern von Gütern herangezogen wird. An der Querseite des Beckens, an dem sich die genannten Schuppen befinden, steht ein großer Silo-Speicher, der 40 000 Tonnen Getreide aufnehmen kann.[19]) Es ist nicht erforderlich, daß Schiffe mit Getreideladung sich unmittelbar vor den Speicher legen, sondern sie können auch an den Längsseiten des Beckens abgefertigt werden, da durch unterirdisch am Kai entlang geführte Förderbänder[20]) das Getreide von den Seeschiffen in den Speicher befördert wird. Noch weiter westlich, in etwa 100 m Entfernung vom Kai, ist ein großes, 140 000 Ballen fassendes Lagerhaus für Baumwolle errichtet, die im Güterverkehr des Hafens eine besondere Rolle spielt.[21]) An der Nordseite des Docks (Abb. 21) sind sechs Schiffsliegeplätze für Kohlenübernahme eingerichtet. Zwei dieser Bekohlungsanlagen arbeiten mit Förderband, und zwar werden an einer verhältnismäßig weit vom Kai entfernten Stelle die Kohlen aus den Eisenbahnwagen in Behälter geschüttet. Die Weiterbeförderung nach den Schiffen geschieht durch Gleise und Straßen überbrückende Förderbänder, die die Kohle schließlich an Schüttrinnen abgeben. Die übrigen Bekohlungsanlagen sind als gewöhnliche Kohlenkipper ausgebildet, jedoch ist bemerkenswert, daß einige davon im ganzen verfahrbar sind. Die erstgenannte Anlage mit Förderband leistet 800 t/h, während es die Kipper bis auf 500 t/h bringen können.

Erwähnenswert ist auch der Ölumschlag in Hull, wofür östlich des King-George-Docks am Humber bei Salt End ein besonderer Pier zur Verfügung steht. Dieses aus dem Jahre 1914 stammende Bauwerk hat, da an dieser Stelle tiefes Wasser erst in großem Abstande vom Ufer getroffen wird, eine Länge von 457 m, während der parallel zum Ufer verlaufende Pierkopf 100 m lang ist. Die Verbindung der Ölschiffe mit den am Lande gelegenen Lagern der großen Ölkonzerne wird durch lange Rohrleitungen, die 1927 500 000 t bewältigt haben, hergestellt. Der lebhafte Verkehr hat den Bau einer zweiten 580 m langen, im übrigen ähnlich ausgebildeten Pieranlage für Ölumschlag nötig gemacht, die etwa 300 m westlich der vorerwähnten gelegen ist.[22])

Wie schon einleitend bemerkt, ist Hull auch Fischereiplatz, und zwar einer der ältesten und bedeutendsten von ganz England. Während in den ersten Zeiten keine besonderen Anlagen für den Fischereiverkehr vorhanden waren, nahm dieser mit der Zeit einen solchen Umfang an, daß sich seine Zusammenfassung in einem besonderen, nur der Abfertigung von Fischerfahrzeugen dienenden Dock als unbedingt notwendig erwies. Zu diesem Zwecke wurde 1883 flußaufwärts das St.-Andrews-Dock in einer Länge von 500 m erbaut. Schon bald wurde das Dock auf Grund

[18]) Vergl. den Jahresbericht 1928 der L. N. E. R. betitelt: Ports of the London & North Eastern Railway.

[19]) Eingehende textliche und zeichnerische Beschreibung des Speichers vergl. Docks, Wharves and Piers, S. 253 u. f.

[20]) Einzelheiten über das Förderband vergl. Docks, Wharves and Piers, S. 350/351.

[21]) Über Einzelheiten des Baumwollumschlags in Hull vergl. The Dock and Harbour Authority 1928, April, S. 163.

[22]) Vergl. Improvements at Hull, The Dock and Harbour Authority 1928, Mai, S. 207.

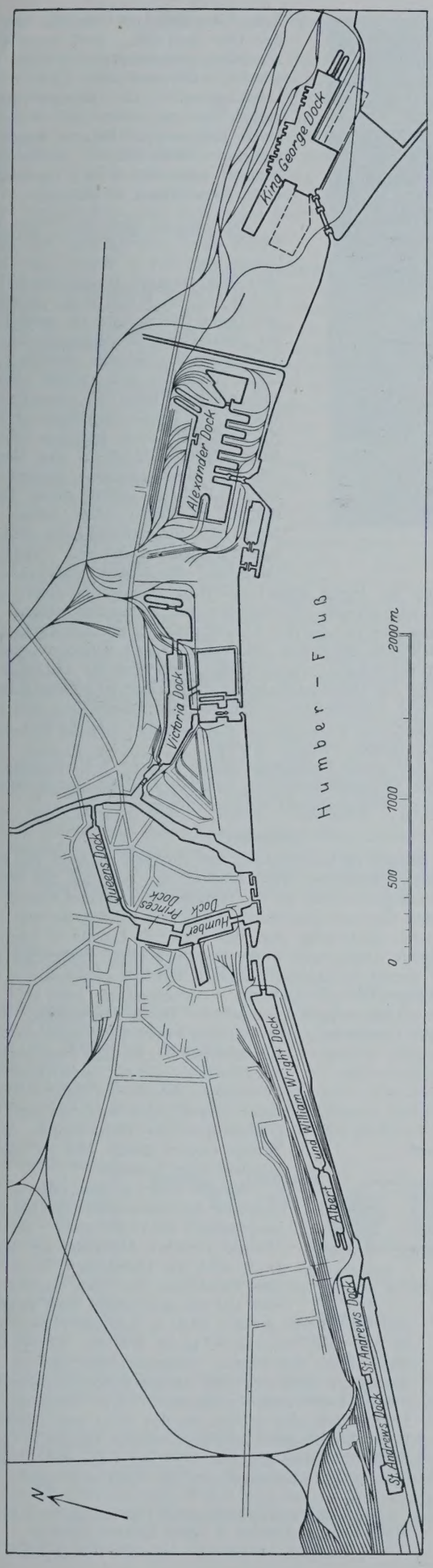


Abb. 19. Plan des Hafens von Hull.

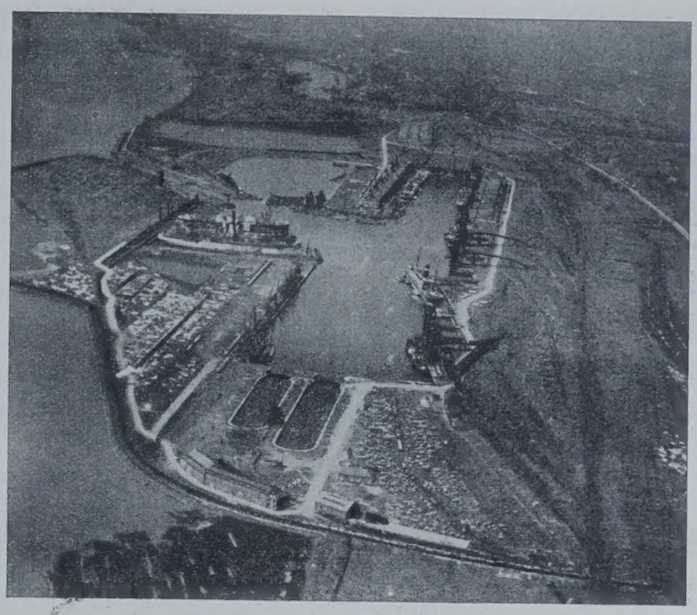


Abb. 20. King-George-Dock in Hull.

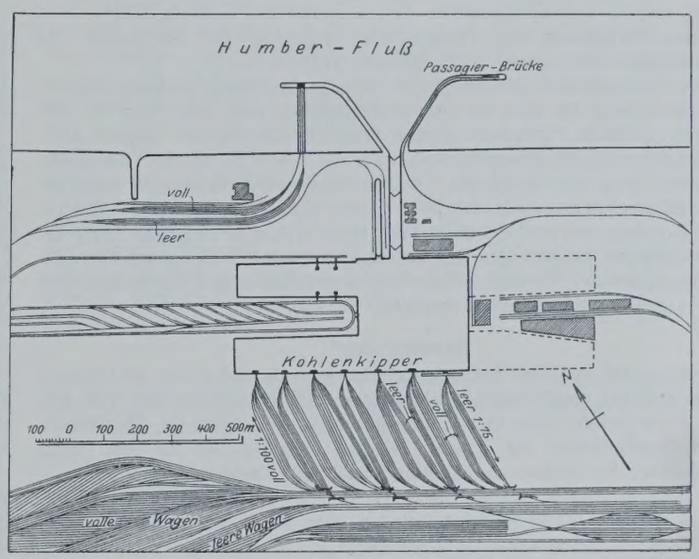


Abb. 22. Plan des Hafens von Immingham.

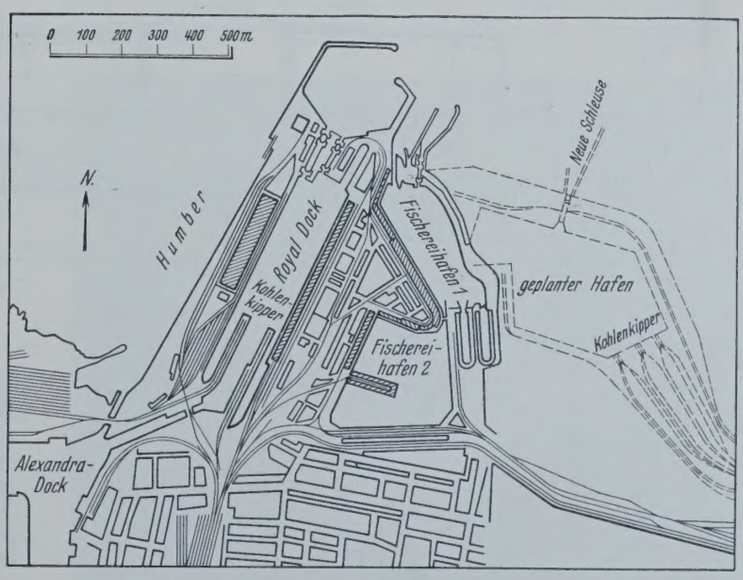


Abb. 23. Plan des Hafens von Grimsby.

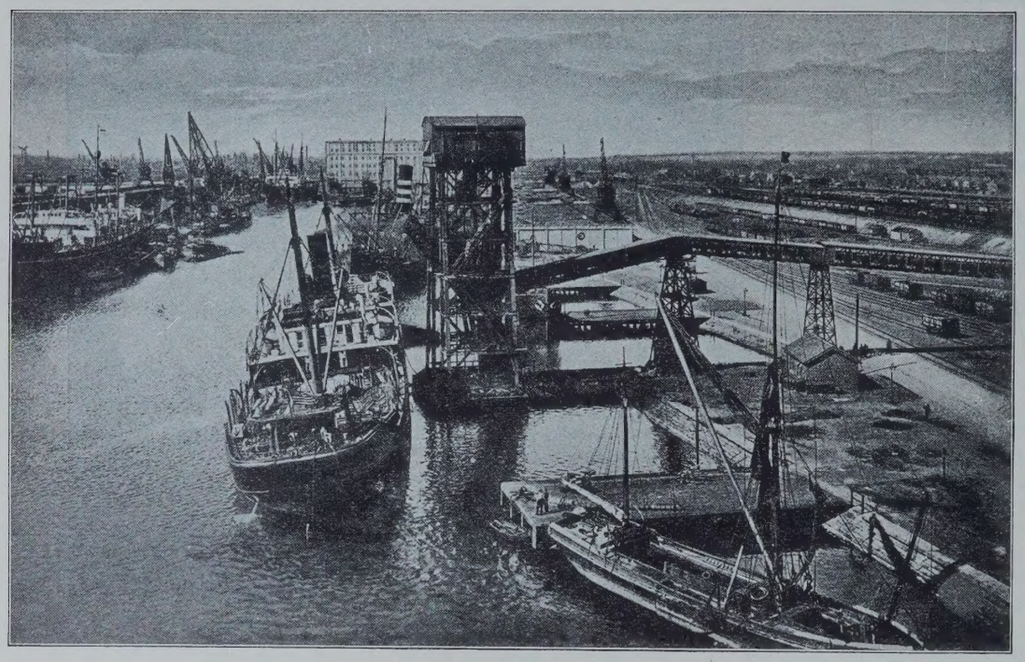


Abb. 21. Bekohlungsanlage am King-George-Dock in Hull.

weiteren Anwachsens der Fischerflotte vergrößert, so daß heute der Fischereihafen eine Länge von insgesamt 1120 m hat.

Die in modernen Fischereihäfen übliche Trennung zwischen Lösch- und Ladeverkehr ist auch in Hull durchgeführt, und zwar wird an der Nordseite gelöscht, während an der Südseite Kohlen und andere Ausrüstungsgegenstände übergenommen werden. In der an der Nordseite gelegenen, etwa 1000 m langen Fischhalle werden die Fänge in hölzerne Kübel (kits) verpackt und kommen dann zum Versand; 1927 gingen $2^3/_4$ Mill. kits (= 164 140 t) durch die Halle. Aus allerjüngster Zeit ist ein großzügiger Ausbau der Hallen bemerkenswert, die abschnittweise unter weitgehender Rücksichtnahme auf den Fischversand verbreitert und mit Obergeschossen versehen werden.

Immingham.[23])

Immingham verdient besonderes Interesse als einer der modernsten (Eröffnung 1912) englischen Umschlaghäfen für Kohle, die dort aus den in der Nähe befindlichen Gewinnungsgebieten von Yorkshire, Derbyshire und Nottinghamshire zur Ausfuhr kommt; Immingham ist ein Dock-Handelshafen im Besitze der London and North Eastern Railway.

Einen Überblick über die Dockanlage gibt Abb 22. Die Einfahrt, die an eine Stelle gelegt ist, wo das tiefe Fahrwasser des Humber hart an das Ufer herantritt, wird durch zwei als Molen ausgebildete Leitwerke geschützt. Während die Ostmole als Landungsbrücke für Passagierverkehr ausgebildet ist, nimmt die Westmole einen Kohlenkipper auf, an dem Seedampfer Bunkerkohlen übernehmen können, ohne erst in den eigentlichen Hafen einschleusen zu müssen.

Der Zugang zum Dock wird vermittelt durch eine Schleuse von 256 m Länge und 27,4 m Breite; die Tiefe über dem Drempel beträgt bei MNW 8,50 m und bei MHW 15 m. Innerhalb des Docks interessieren in erster Linie die erstklassigen Einrichtungen für die Kohlenausfuhr. An der Südseite des Docks befinden sich sieben Druckwasser-Kipper, jeder mit einer Höchstleistung von 700 t/h, von denen je zwei gleichzeitig ein Schiff bedienen können. Jeder Kipper wird durch eine Gruppe von acht hochgelegenen Gleisen bedient. Da auf jedem dieser Gleisstränge 40 Wagen Platz haben, so lassen sich für jeden Kipper 320 beladene Wagen bereitstellen. Nach der Entleerung der Wagen senkt sich die Kippbühne, um die leeren Wagen ebenerdig ablaufen zu lassen, wofür wiederum ausreichende Gleisgruppen zur Verfügung stehen. Die Gleise für Leerwagen sind an den Kreuzungsstellen mit den Gleisen für die beladenen Wagen überbrückt; die vollen Wagen laufen mit Gefälle 1 : 100 bis an die Kipper, wogegen die Leerwagen im Gefälle 1 : 75 wieder abrollen. Der Verschiebebahnhof dürfte einer der größten Europas sein. Leider sind Verkehrszahlen nur aus den Jahren 1913 und 1923 bekannt geworden, und zwar sind im erstgenannten Jahr 2,5 Mill. t und 1923 3,35 t Mill. Kohlen verschifft worden.

In letzter Zeit wurde Immingham häufig genannt in Verbindung mit dem Plan einer Fährschiffverbindung zwischen England und Schweden, wo Gotenburg als Ausgangspunkt vorgesehen war.

Grimsby.[24])

Grimsby, gelegen an der Mündung des Humber, ist nicht nur einer der ersten Fischereihäfen der Welt, sondern hat auch für den Warenumschlag Bedeutung. Grimsby ist das typische Beispiel eines Hafens, der von einer großen Eisenbahngesellschaft entwickelt worden ist, und zwar verdankt es seine Entstehung der Manchester & Lincoln & Sheffield Railway Co. (heute aufgegangen in die London & North Eastern Railway, der auch die derzeit vorhandenen Anlagen sämtlich gehören), die sich, vom Fisch-Frachtgeschäft gute Gewinne versprechend, im Jahre 1851 entschloß, im Orte Hafenanlagen zu erbauen. Durch zweckmäßige Hilfsmaßnahmen der Gesellschaft, wie Bau von Fischerfahrzeugen, Stellung von Schlepphilfe, niedrige Hafenabgaben und Frachten u. a. m., entwickelte sich in wenigen Jahren ein außerordentlich reger Verkehr, der immer weitere Vergrößerungen der Hafenanlagen, deren heutige Gestalt durch Abb. 23 wiedergegeben wird, bedingte.

Das auf dem Lageplan nur zum Teil sichtbare Alexandra-Dock (19,8 ha) dient hauptsächlich der Holzeinfuhr. Die Verbindung zwischen Alexandra und Royal-Dock wird als Union-Dock bezeichnet. Das Royal-Dock hat eine Ausdehnung von 10,1 ha und besitzt zwei Eingangschleusen, deren größere 89,91 m lang und 21,34 m breit ist und eine Tiefe von 6,7 m bis NW hat. Dieses Dock dient dem allgemeinen Güterumschlag und ist mit Schuppen, Speichern und entsprechenden Hebevorrichtungen zweckmäßig ausgerüstet. Der Umschlag der Fische spielt sich in den mit den Nr. 1 und 2 bezeichneten Becken ab. Die Fänge werden behandelt in den Fischhallen, von denen Abb. 24 einen Querschnitt durch eine neue Konstruktion[25]) am Becken 1 gibt. Die

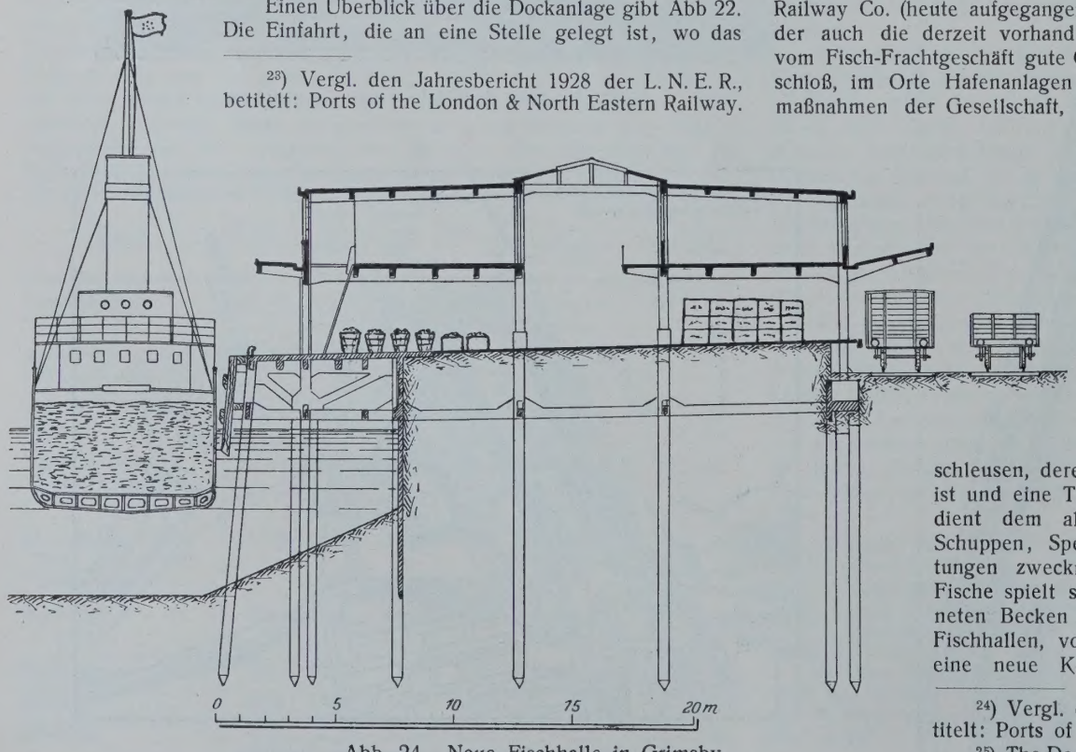


Abb. 24. Neue Fischhalle in Grimsby.

[23]) Vergl. den Jahresbericht 1928 der L. N. E. R., betitelt: Ports of the London & North Eastern Railway.

[24]) Vergl. den Jahresbericht 1928 der L. N. E. R. betitelt: Ports of London & North Eastern Railway.

[25]) The Dock and Harbour Authority 1926, April, S. 183.

Hallen dienen den Auktionen, der Verpackung und dem Versand der Fische.

Die eingangs erwähnte schnelle, beinahe überstürzt zu nennende Verkehrsentwicklung in Grimsby hat zur Folge gehabt, daß man laufend die Hafenanlagen vergrößern mußte. Hierdurch erklärt sich bis zu einem gewissen Grade die unregelmäßig und im Interesse einer schnellen Abfertigung der Schiffe unvorteilhafte Gestaltung des Hafens, der bereits seit längerer Zeit am Ende seiner Ausdehnungsmöglichkeit angelangt ist. Zurzeit wird eine großzügige Erweiterung wieder lebhaft erwogen. In dem beigegebenen Lageplan ist ein vor mehreren Jahren aufgestellter Plan eingezeichnet, nach dem östlich vom Becken 1 ein neues Becken in den Fluß hineingebaut werden soll.

Schlußbetrachtung.

Wie schon einleitend bemerkt, konnten die voraufgegangenen Darlegungen nur Ausschnitte aus den betreffenden Häfen bringen, und zwar wurden in der Annahme, daß damit am ehesten Vergleichsmöglichkeiten mit Festlandhäfen gegeben würden, vorzugsweise kurz vollendete oder noch im Bau befindliche Anlagen beschrieben. Um die von den besuchten Häfen gegebenen Bilder noch etwas zu vervollständigen, werden zum Schluß noch einige zusammenfassende Beobachtungen wiedergegeben.

Es liegt nahe, die Konkurrenzlage der englischen Häfen in bezug auf die Festlandhäfen zu vergleichen. Dabei schneiden die englischen Häfen außerordentlich gut ab infolge der durch die insulare Lage des Landes bedingten größeren Stetigkeit ihres Verkehrs. So reicht beispielsweise in London das örtliche Bedürfnis vollauf aus, um den Hafen flott zu erhalten, so daß man dort einer gelegentlichen Abwanderung von Verkehr beruhigt zusehen kann. Die besondere Verkehrslage dürfte auch wesentlich eine Erklärung dafür bieten, daß in England eine private Bewirtschaftung der Häfen möglich ist, wobei eine normale Verzinsung erzielt wird, im Gegensatze zu den Festlandhäfen, die fast ausnahmslos Zuschußbetriebe darstellen und infolgedessen durch die öffentliche Hand finanziert werden. Die private Bewirtschaftung der englischen Häfen hat aber ihr Für und Wider. Während in der Nachkriegszeit in zahlreichen Festlandhäfen auf Kosten der Steuerzahler ausgedehnte, zum Teil heute noch nicht ausgenutzte Erweiterungen bereit gestellt wurden, ist man in dieser Beziehung in England weit sparsamer vorgegangen. Diese im genannten Falle zweifellos richtige Sparsamkeit wird aber auf der anderen Seite dadurch übertrieben, daß man sich in den englischen Häfen in langmütiger Weise mit nach unseren Begriffen veralteten Anlagen abfindet. Wenn auch zugegeben werden muß, daß die Engländer die Mängel der alten Einrichtungen durch sorgsam durchdachte Verbesserungen im kleinen, die mutatis mutandis auch für unsere deutschen Häfen nachahmenswert sind, auszugleichen suchen, so scheint man es in dieser Beziehung doch zu weit getrieben haben, sonst hätten nicht nach dem Kriege zahlreiche Großreedereien und deren zwischenstaatliche Vereinigungen (Baltic and White Sea Conference) über veraltete Hafeneinrichtungen Klage geführt. Die Folge war, daß bereits Ende des Jahres 1921 durch die britischen Handelskammern und andere Interessentenvertretungen ein Ausschuß eingesetzt wurde, der unter Mithilfe zahlreicher regional bezw. örtlich zusammengesetzter Unterausschüsse sowohl die technischen Einrichtungen als auch die Gebührenpolitik einer gründlichen Überprüfung unterzog. Es ist typisch englisch und zeugt von gesundem Wirklichkeitssinn, daß die Ausschüsse überwiegend aus Kaufleuten bestanden, die Anregungen gaben, deren bestmögliche Durchführung dann allerdings Sache der Betriebstechniker ist. Der unter dem Titel „Port Facilities of Great Britain" veröffentlichte Ausschußbericht, dessen Lektüre bereits in der Vorbemerkung empfohlen wurde, ist für jeden der am Gedeihen eines Hafens interessiert ist, außerordentlich lehrreich. Es ist unmöglich, auch nur andeutungsweise auf die zahlreichen alle Gebiete des Hafenwesens berührenden Verbesserungsvorschläge einzugehen, und die erübrigt sich auch, da in der deutschen Literatur eine von Dr. Bodo Ebhardt, Berlin, bearbeitete außerordentlich instruktive und kritische Inhaltsangabe des Berichtes vorliegt[26]). Im Zusammenhang mit dem oben Gesagten sei lediglich erwähnt, daß in dem Bericht nach wie vor die Beibehaltung der vorhandenen, in geschichtlicher Entwicklung in für den Handel günstigster Lage (Stadtnähe ist besonders wichtig) entstandenen alten Anlagen für richtig gehalten wird. Es kommt wesentlich darauf an, daß an gewohnter Stelle dem Verkehr bessere Betriebsmöglichkeiten geboten werden.

Um nun nochmals auf die neuen und neuesten Teile der englischen Häfen zurückzukommen, so sind diese, um einen landesüblichen Ausdruck zu gebrauchen, durchaus up to date und halten, soweit dies bei Berücksichtigung betrieblicher Eigenheiten überhaupt möglich ist, jeden Vergleich mit anderen Umschlagplätzen in und außerhalb Europas aus. Über die in den voraufgegangenen Ausführungen reichlich kurz behandelten Hebezeuge wäre nachzutragen, daß diese im ganzen genommen eine geringere Tragfähigkeit als in den deutschen Häfen üblich besitzen, dafür ist aber die konstruktive Durchbildung durchaus auf der Höhe, wobei nur daran erinnert werden braucht, daß die in unsern Häfen erst nach und nach zur Einführung kommenden Wippausleger in England seit Jahren eine Selbstverständlichkeit sind. Die Elektrisierung der Krane und sonstigen Anlagen macht dauernd Fortschritte. Ebenso führen sich innerhalb der Schuppen und Speicher Nahfördermittel im steigenden Umfange ein. Schließlich sind auch die Umschlageinrichtungen für Massengüter, wie die angeführten Beispiele des Getreidesilos mit Förderband in Hull und die Kohlenbunkeranlage in Ellesmere Port gezeigt haben, auf einer beachtenswerten Höhe.

[26]) Vergl. Steigerung der Wirtschaftlichkeit in englischen Häfen von Dr. Bodo Ebhardt, Berlin. Verkehrstechnische Woche 1926, Heft 45, 46 und 47.

Alle Rechte sowohl für den Nachdruck als auch für die Übersetzung in fremde Sprachen vorbehalten.

Die Union-Kanaldiele.[1])

Von Dr.-Ing. **Lühr**s, Vorstandsmitglied der Firma Schäffer & Co. A.-G., Duisburg.

Mit einer begrüßenswerten Neuerung für den praktischen Baubetrieb ist die „Dortmunder Union" auf den Plan getreten. Sie bietet einen Ersatz der bisher zur Aussteifung von Baugruben üblichen hölzernen Verbaudielen durch eiserne Dielen an. Die Bestrebungen, bei diesen Dielen das Holz durch Eisen zu ersetzen, sind nicht neu. Besonders glaubten viele in dem Wellblech einen brauchbaren Ersatz gefunden zu haben. Man ist jedoch schnell wieder von dem Wellblech abgekommen, weil es sich in nur unvollkommener Weise mit dem Holz in Verbindung bringen läßt, was wiederum seinen Grund darin hat, daß es keinerlei ebene Flächen bietet, die sich an das Holz anlegen können. Die Versuche, diese Nachteile dadurch zu vermeiden, daß man ganze Blechtafeln verwendete, mußten wieder an der mangelnden Festigkeit dieser Platten scheitern.

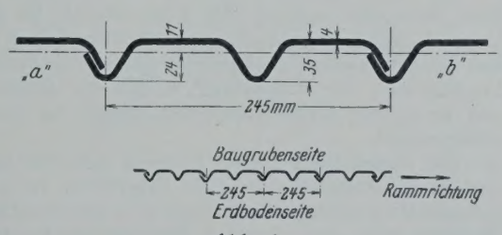


Abb. 1.

Nunmehr hat ein in der Praxis stehender Stadtbaurat des Industriegebietes eine Form gefunden, die genügend ebene Flächen bietet und anderseits durch erhöhte Falten die nötige Festigkeit erreicht.

Die Form der eisernen Dielen zeigt Abb. 1. Während der Holzverbau sowohl als wagerechter Verbau, bei dem die einzelnen Dielen je 4,50 m lang angeordnet werden, als auch als senkrechter sog. Hängebau angelegt wird, bei dem die einzelne Diele 2,25 m lang ist, ist die eiserne Diele nur für den senkrechten Verbau vorgesehen. Diese Beschränkung bedeutet einen Vorteil. Der senkrechte Verbau ist sicherer und besser als der wagerechte, so daß bei manchen Verwaltungen bei Baugruben, die über

Abb. 2.

[1]) D. R. P. a.

eine bestimmte Tiefe hinausgehen, der senkrechte Verbau grundsätzlich vorgeschrieben ist. Wenn trotzdem die Schachtmeister lieber den wagerechten Verbau machen, so liegt das zum guten Teil daran, daß beim senkrechten Verbau die Dielen sehr stark leiden und der notwendige Arbeitsaufwand beim Einrammen und Verzimmern größer ist als beim wagerechten Verbau. Viele Unglücksfälle sind auf diese Bequemlichkeit zurückzuführen. Diese Versuchung wird bei der Verwendung eiserner Dielen um so weniger auftreten, als die Verarbeitung der eisernen Diele nicht mehr die Arbeitserschwerung mit sich bringt wie die Verarbeitung der hölzernen Diele.

Das übliche Maß von 2,25 m für die Länge ist als Normalmaß beibehalten. Bei Anwendung in mehreren Staffeln ist dieses Maß auch das gegebene, da bei tiefen Baugruben die zum Hochwerfen notwendigen Pritschen, die sich auf die Aussteifungshölzer auflegen, etwa 2 m Abstand haben müssen. Sind größere Längen erwünscht, so können diese natürlich auch geliefert werden, und es kann auch der Querschnitt zur Erzielung eines größeren Widerstandsmomentes geändert werden. Im Normalfall

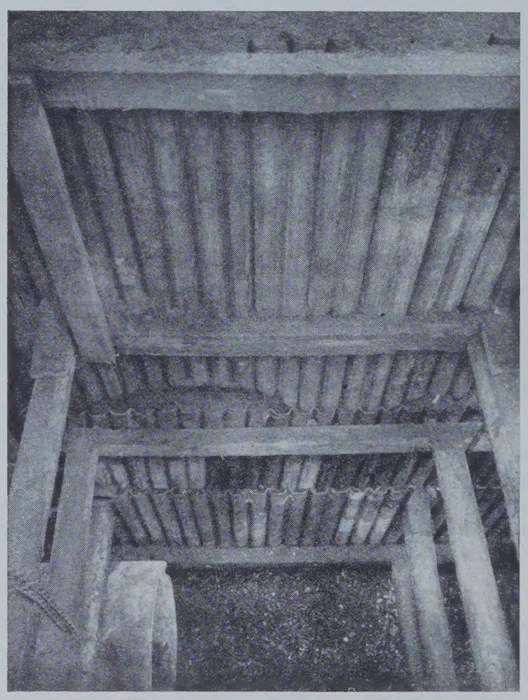


Abb. 3.

entspricht die Diele auch im Widerstandsmoment der hölzernen Diele, die bei 4,5 cm Stärke ein Widerstandsmoment von $\frac{100 \cdot 4{,}5^2}{6} = 338\ \text{cm}^3$ je lfd. m Wand hat, somit bei 100 kg/cm² Beanspruchung ein Moment von rd. 34 000 kgcm aufnehmen kann. Die eiserne Diele mit einem Widerstandsmoment von 27 cm³ nimmt bei 1250 kg/cm² Eisenbeanspruchung das gleiche Moment auf. Das Widerstandsmoment reicht praktisch auch noch für größere Längen aus. Bei Holzdielen muß jedoch bei größeren Längen vielfach die Stärke deswegen erhöht werden, weil die Dielen die Beanspruchung beim Einrammen nicht mehr aushalten und dabei zu stark verschleißen.

Die Verwendung der eisernen Dielen bietet gegenüber den hölzernen Dielen so viele Vorteile, daß die größere Geldausgabe bei der Anschaffung sich unbedingt bezahlt macht. Da der Anschaffungspreis etwa $2^1/_2$ mal so hoch ist, sind die Materialkosten bei der eisernen Diele nicht höher, sobald die Diele $2^1/_2$ mal so oft verwendet werden kann wie die hölzerne. Das ist mit Sicherheit anzunehmen, zumal erfahrungsgemäß ein großer Prozentsatz der hölzernen Dielen zu anderen Zwecken, Unterlagshölzern usw., verschleppt wird. Abb. 2 redet bezüglich des Verschleißes der Holzdielen eine deutliche Sprache. Trotz des besten Beschlages leiden die Dielen besonders bei schweren Bodenarten so stark, daß ein mit der Anzahl der Verwendungen steigender Prozentsatz einfach aussortiert werden muß. Bei der eisernen Diele dagegen ist der Verschleiß praktisch bedeutungslos, so daß unbedenklich mit einer 20maligen Verwendung, wenn nicht erheblich mehr, gerechnet werden darf.

Der Hauptanteil der Gesamtkosten des Verbaues ist jedoch nicht durch die Materialkosten gegeben, sondern durch den Lohnaufwand beim Einbringen des Verbaues. Deswegen ist es für den Vergleich der eisernen mit der hölzernen Diele wichtig, daß sich gerade bei der Verarbeitung die Hauptvorteile der eisernen Diele zeigen, die erst die eigentliche wirtschaftliche Überlegenheit der eisernen Diele herbeiführen. Schon beim Antransport und beim Lagern macht es sich angenehm bemerkbar, daß die Dielen nur sehr wenig Lagerraum beanspruchen und bequem in großen Mengen transportiert werden können. Auch in dieser Hinsicht sei auf Abb. 2 verwiesen. 50 Dielen sind aufeinandergeschichtet etwa 50 cm hoch, während der gleiche Stapel Holzdielen fast die 5fache Höhe haben würde. Das Gewicht der einzelnen Diele ist mit 23 kg das gleiche wie das einer einzelnen Holzdiele von 2,25 m Länge und bequem von einem Mann zu bewältigen.

Die Verarbeitung ist sehr einfach und leicht, namentlich wenn die zu den Dielen passende besondere Stahlhaube verwendet wird und dadurch Beschädigungen des Kopfes durch die Rammschläge ausgeschlossen werden. Die aufzuwendende Rammleistung ist bei der glatten Oberfläche der Dielen und dem geringen Widerstand, den die dünne Schneide findet, ganz gering. Fast noch wichtiger ist, daß die Dielen sich sehr leicht herausziehen lassen.[2])

Auch das Ineinandergreifen der Dielen ist von Vorteil. Beim Vorbauen ist zweckmäßig darauf zu achten, daß die Richtung des Vorbauens mit der Richtung $a-b$ der Dielen zusammenfällt, weil dann die folgende Diele schon durch die vorhergehende geführt ist. Je nachdem, ob von rechts nach links oder von links nach rechts vorgebaut wird, muß die

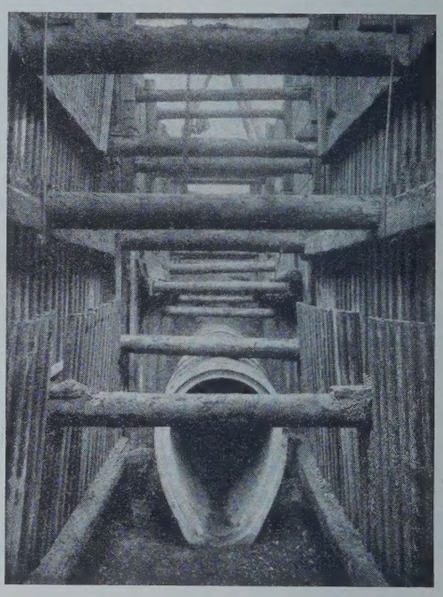


Abb. 4.

Diele entsprechend gestellt werden, so daß jeweils das eine bezw. andere Ende der Dielen oben ist. Damit die Handhabung in beiden Fällen bequem ist, können die Dielen an beiden Enden mit einem Loch von 4 cm ∅ versehen werden, in das ein Haken eingreifen kann. Der Übergriff bewirkt eine gute Abdichtung, so daß selbst bei Fließsand eine dichte Baugrube erzielt wird.

Abb. 3 u. 4 zeigen eine Baugrube für einen Rohrkanal von etwa 5,5 m Tiefe. Es ist gut zu erkennen, daß die Aussteifung genau so vorgenommen ist, als ob es sich um Holzbohlen handelte.

Die Bilder entstammen der Baustelle, auf der die Dielen zum ersten Male verwendet wurden; der beste Beweis für die Überlegenheit der Union-Kanaldielen gegenüber den hölzernen Dielen war darin zu erblicken, daß die am Ergebnis der Baustelle interessierte örtliche Bauleitung ständig bemüht war, die vorhandene Menge der Dielen restlos auszunutzen und nach dem Einbau möglichst schnell zur Wiederverwendung freizubekommen.

Die eiserne Diele kommt übrigens nicht nur für den Kanalbaubetrieb und für die Absteifung sonstiger Baugruben, wo es sich um eine vorübergehende Verwendung mit nachfolgendem Wiederausbau handelt, in Betracht. Vielmehr wird man auch bei Dauerbauten, bei denen, z. B. bei Ufer- und Böschungseinfassungen, Holzdielen verwendet werden, in Zukunft gern die dauerhafte eiserne Diele vorziehen, ohne gleich die Kosten für die wesentlich schwerere eiserne Spundbohle aufwenden zu müssen.

In Sonderfällen und gegen Aufpreis kann die eiserne Union-Kanaldiele auch aus rostbeständigerem Kupferstahl hergestellt werden.

[2]) Dieser Vorteil ist besonders hoch anzuschlagen bei Verwendung längerer und stärkerer Dielen in den Fällen, wo man die Geldausgabe für Larssen-Spundwände leichtesten Profils besonders deshalb scheut, weil infolge der Nutung das Ziehen der Bohlen und namentlich die Wiederverwendung erschwert sein kann.

Beitrag zur Berechnung der Standsicherheit eines Bauwerkes gegen Grundbruch des Untergrundes nach Krey.

Alle Rechte vorbehalten.

Von **Peter Hedde**, Oberbaurat in Bremen.

Das klassische Werk von Krey über „Erddruck, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes“ (3. Auflage, Berlin 1926, Wilhelm Ernst & Sohn) wird noch lange führend bleiben, wenn es auch dem Verfasser leider nicht mehr vergönnt ist, das Werk, das mit jeder Auflage wertvoller wurde, weiter zu vervollkommnen. Nachdem der Tod

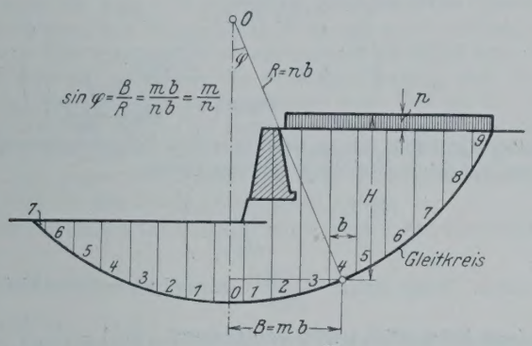


Abb. 1. Nachweis der Formel $\sin\varphi = \frac{m}{n}$ für die einzelnen Streifen.

ihm selbst die Feder aus der Hand genommen, wird es Aufgabe der Verehrer des Entschlafenen sein, soweit möglich, zu einer weiteren Verbesserung des Werkes in seinem Sinne beizutragen. Aus diesem Gedanken heraus möchte ich nachfolgende Berichtigungen uud Ergänzungen bringen.

Auf S. 116 der 3. Auflage werden die Formeln zur Berechnung der Tabelle 13 abgeleitet. Die Angabe S. 116 erste Zeile „dann ist $\operatorname{tg}\varphi$ für die einzelnen Streifen $= 0, \frac{1}{n}, \frac{2}{n}$ usw.“ enthält, wie man ohne weiteres aus Abb. 1 erkennt, eine Ungenauigkeit: Die Beziehung gilt genau nicht für $\operatorname{tg}\varphi$, sondern für $\sin\varphi$. Im Herbst 1927 schrieb ich Krey über diese Ungenauigkeit mit der Anfrage, ob etwa ein Näherungsverfahren beabsichtigt sei; ich wies darauf hin, daß man mit dem richtigen Werte $\sin\varphi$ doch etwas andere Tabellenwerte erhielte. Krey antwortete in seiner bekannten Offenherzigkeit wörtlich: „Sie haben recht! Und zwar ist es keine Vernachlässigung, sondern ein Fehler. Es liegt gar kein Grund vor, hier $\operatorname{tg}\varphi$ statt $\sin\varphi$ zu schreiben.“ Ich hatte weiter darauf aufmerksam gemacht, daß in Abb. 77 unten rechts φ durch ϱ ersetzt werden müsse; außerdem hatte ich nachgefragt, ob nicht der Einheitlichkeit wegen auch in Abb. 75 besser ϱ statt φ zu setzen sei. Krey antwortete: „Auch in Abb. 77 muß unten ϱ statt φ stehen. Dieser Fehler ist in meinem Konzept nicht enthalten und ist erst beim Druck hineingekommen und wohl übersehen. Nur in Abb. 75 ist φ richtig, da φ nach Sven Hultin nicht gleich dem max. Reibungswinkel ϱ ist . . .“

Die von Krey hiernach sicher beabsichtigte Änderung $\sin\varphi$ statt $\operatorname{tg}\varphi$ ist vorzunehmen auf S. 116 Zeile 1, 4, 19, in Tabelle 13 wie nachstehend angegeben und in Anmerkung 18 für $\operatorname{ctg}\varrho = \text{rd.}\frac{\Sigma h}{\Sigma h \sin\varphi}$. Hierbei sei auch auf den Druckfehler in der nächsten Zeile hingewiesen, wo $\operatorname{ctg}\varphi$ durch $\operatorname{tg}\varphi$ und jetzt durch $\sin\varphi$ zu ersetzen ist, und auf den zwei Zeilen weiter, wo es statt $\operatorname{tg}\varrho$ heißen muß $\operatorname{ctg}\varrho = \frac{262{,}2}{79{,}46}$. Da jetzt $\sin\varphi$ gegeben ist, ist es zweckmäßig, ξ nicht mehr nach der Formel $\xi = \frac{h}{\cos\varphi(\operatorname{ctg}\varrho + \operatorname{tg}\varphi)}$, sondern nach der Formel $\xi = \frac{h}{\cos\varphi \operatorname{ctg}\varrho + \sin\varphi}$ zu berechnen, weil die Ermittlung von $\operatorname{tg}\varphi$ ein unnötiger Umweg ist. Die Tabelle 13 nimmt mit diesen Berichtigungen folgende Form an.

Berichtigte Tabelle 13 (Krey S. 117)
Berechnung der Standsicherheit eines Bauwerkes gegen Grundbruch des Untergrundes.

Streifen	h in m	$\frac{m}{n} = \sin\varphi$	$\cos\varphi$	$h\sin\varphi$	$\xi = \frac{h}{\cos\varphi \operatorname{ctg}\varrho + \sin\varphi} = \frac{h}{\alpha}$					
					$\operatorname{ctg}\varrho = 10$		$= 3$		$= 4$	
					α	ξ	α	ξ	α	ξ
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
9	5,3	0,9	0,44	+ 4,77	5,3	1,00	2,22	2,39	2,66	1,99
8	12,2	0,8	0,60	9,76	6,8	1,79	2,60	4,69	3,20	3,81
7	20,7	0,7	0,71	14,49	7,8	2,65	2,83	7,31	3,54	5,85
6	25,0	0,6	0,80	15,00	8,6	2,91	3,00	8,33	3,80	6,58
5	28,8	0,5	0,87	14,00	9,2	3,13	3,11	9,26	3,98	7,24
4	31,0	0,4	0,92	12,40	9,6	3,23	3,16	9,81	4,08	7,60
3	34,2	0,3	0,95	10,26	9,8	3,49	3,15	10,86	4,10	8,34
2	35,3	0,2	0,98	7,06	10,0	3,53	3,14	11,24	4,12	8,57
1	25,1	0,1	0,995	2,51	10,05	2,50	3,08	8,15	4,08	6,15
0	8,0	0	1	— —	10,0	0,80	3,00	2,67	4,00	2,00
1	7,9	— 0,1	0,995	— 0,79	9,85	0,80	2,88	2,74	3,88	2,04
2	7,7	— 0,2	0,98	— 1,54	9,6	0,80	2,74	2,81	3,72	2,07
3	7,1	— 0,3	0,95	— 2,13	9,2	0,77	2,55	2,78	3,50	2,03
4	6,1	— 0,4	0,92	— 2,44	8,8	0,69	2,36	2,58	3,28	1,86
5	4,5	— 0,5	0,87	— 2,25	8,2	0,55	2,11	2,13	2,98	1,51
6	2,7	— 0,6	0,80	— 1,62	7,4	0,36	1,80	1,50	2,60	1,04
7	0,6	— 0,7	0,71	— 0,42	6,4	0,09	1,43	0,42	2,14	0,28
$\Sigma h =$	262,2			90,65 — 11,19						
				$\Sigma h \sin\varphi = 79{,}46$						
				$\Sigma\xi =$		29,09		89,67		68,96

rechts / links

Anhang
zur nebenstehenden Tabelle.

Spalte 4 genauer			$\operatorname{ctg}\varrho \approx \frac{\Sigma h}{\Sigma h \sin\varphi} = \frac{262{,}2}{79{,}46} = 3{,}3$ $\operatorname{ctg}\varrho_1 = 3{,}3$		
$\sin^2\varphi$	$1 - \sin^2\varphi = \cos^2\varphi$	$\cos\varphi$	$\cos\varphi \operatorname{ctg}\varrho_1$	α_1	ξ_1
12	13	14	15	16	17
0,81	0,19	0,436	1,439	2,339	2,266
0,64	0,36	0,600	1,980	2,780	4,389
0,49	0,51	0,714	2,356	3,056	6,774
0,36	0,64	0,800	2,640	3,240	7,716
0,25	0,75	0,866	2,858	3,358	8,577
0,16	0,84	0,917	3,026	3,426	9,048
0,09	0,91	0,954	3,148	3,448	9,919
0,04	0,96	0,980	3,234	3,434	10,270
0,01	0,99	0,995	3,284	3,384	7,417
0	1,00	1,000	3,300	3,300	2,424
0,01	0,99	0,995	3,284	3,184	2,481
0,04	0,96	0,980	3,234	3,034	2,538
0,09	0,91	0,954	3,418	2,848	2,493
0,16	0,84	0,917	3,026	2,626	2,323
0,25	0,75	0,866	2,858	2,358	1,908
0,36	0,64	0,800	2,640	2,040	1,324
0,49	0,51	0,714	2,356	1,656	0,362
					82,238

Zwischenschaltung

zwischen $\operatorname{ctg}\varrho = 3$ und $\operatorname{ctg}\varrho = 4$ } zu $\Sigma\xi = 79{,}46$

$$\operatorname{ctg}\varrho = 3{,}00 + \frac{89{,}67 - 79{,}46}{89{,}67 - 68{,}96} = 3{,}00 + 0{,}49 = 3{,}49$$

zwischen $\operatorname{ctg}\varrho = 3{,}3$ und $\operatorname{ctg}\varrho = 4$

$$\operatorname{ctg}\varrho = 3{,}3 + \frac{82{,}238 - 79{,}46}{82{,}238 - 68{,}96}(4 - 3{,}3) = 3{,}3 + 0{,}146 = 3{,}446$$

Fehlerformel

mit $\operatorname{ctg}\varrho_1 = 3$

$$\Delta \operatorname{ctg}\varrho = 3 \cdot \frac{89{,}67 - 79{,}46}{89{,}67} = 0{,}34$$

$$\operatorname{ctg}\varrho = 3{,}00 + 0{,}34 = 3{,}34$$

mit $\operatorname{ctg}\varrho_1 = 4$

$$\Delta \operatorname{ctg}\varrho = 4 \cdot \frac{68{,}96 - 79{,}46}{68{,}96} = -0{,}61$$

$$\operatorname{ctg}\varrho = 4{,}00 - 0{,}61 = 3{,}39$$

mit $\operatorname{ctg}\varrho_1 = 3{,}3$

$$\Delta \operatorname{ctg}\varrho = 3{,}3 \frac{82{,}238 - 79{,}46}{82{,}238} = 0{,}111$$

$$\operatorname{ctg}\varrho = 3{,}3 + 0{,}111 = 3{,}411$$

Die maßgebenden mittleren Werte ändern sich nur wenig gegen Kreys Tabelle, weil $\sin\varphi$ und $\operatorname{tg}\varphi$ für die kleinen Werte φ hinreichend genau übereinstimmen; infolgedessen weicht auch das Endergebnis $\operatorname{ctg}\varrho = 3{,}49$ nicht stark von dem Kreyschen Werte $\operatorname{ctg}\varrho = 3{,}38$ ab. Im Krey S. 116 letzte Zeile sind aber die Zahlen 3,38 und $16^1/_2{}^\circ$ hiernach zu ändern in 3,49 und 16°.

Einen weiteren Einblick in die Bedeutung der einzelnen Werte bekommt man durch folgende Betrachtungen, die an Krey nicht mehr mitgeteilt werden konnten.

Die Werte

$$\alpha = \cos\varphi \operatorname{ctg}\varrho + \sin\varphi \tag{1}$$

lassen sich graphisch leicht und übersichtlich darstellen als Sehnen eines bestimmten Kreises, der „α-Kreis" genannt werden soll. Bezeichnet man nämlich die Sehnenlängen eines Kreises zunächst mit s, so stellt die Gleichung

$$s = a\cos\varphi + b\sin\varphi \tag{2}$$

für veränderliches s und φ die Gleichung eines Kreises in Polarkoordinaten dar, deren Anfangspunkt O auf dem Kreise liegt (vergl. Abb. 2). Für $\varphi = 0$ und $\varphi = 90°$ nimmt s die Werte a und b an.

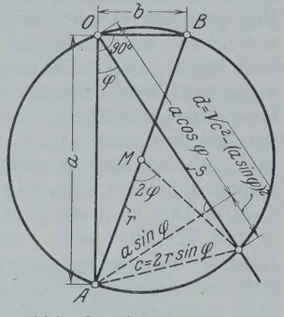


Abb. 2. Ableitung der Formel $s = a\cos\varphi + b\sin\varphi$.

Um den α-Kreis nach Gleichung (1) mit den α-Werten als Kreissehnen zu erhalten, brauchen wir nur den Kreis durch OAB mit $\overline{OB} = b = 1$ und $\overline{OA} = a = \operatorname{ctg}\varrho$ zu konstruieren, dessen Mittelpunkt durch die Mitte von $\overline{AB}$ bestimmt ist. Die Schnittpunkte der von O ausgehenden, durch die Winkel φ bestimmten Strahlen mit dem Kreise liefern die Sehnen

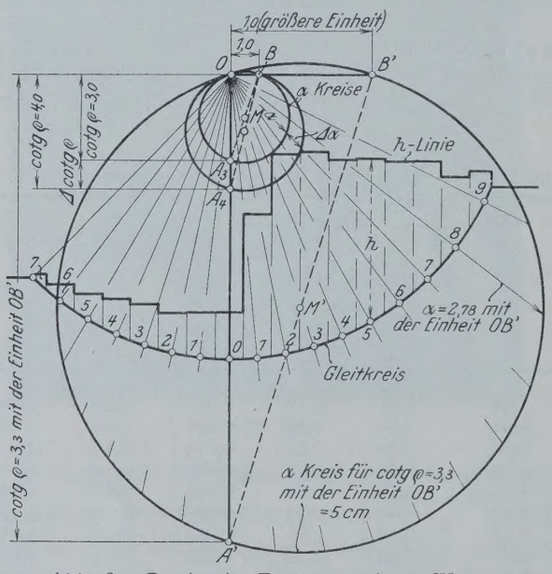


Abb. 3. Graphische Ermittlung der α-Werte.

von der Länge α. In Abb. 3 sind so die Werte α für den Strahlenbüschel φ und für die beiden Werte $\operatorname{ctg}\varrho = 3$ und $\operatorname{ctg}\varrho = 4$ durch die beiden α-Kreise konstruiert. Will man die Werte α messen, um sie für die Rechnung zu verwenden, so wird die beliebig anzunehmende Einheit zweckmäßig größer gewählt. In Abb. 3 ist ein weiterer α-Kreis für $\operatorname{ctg}\varrho = 3{,}3$ mit der größeren Einheit $\overline{OB'} = 1$ um den Mittelpunkt M' eingetragen. Man könnte weiter auch $\xi = \dfrac{1\cdot h}{\alpha}$ graphisch finden, indem man zu h, 1 und den α-Werten die vierten Proportionalen konstruiert. Unter Umständen kann das graphische Verfahren neben dem rechnerischen als Kontrolle wertvoll sein. Der Hauptwert dieser Betrachtung liegt aber weniger in der graphischen α-Ermittlung, da das rechnerische Verfahren doch im allgemeinen vorzuziehen ist, als in der Übersicht, die auf diese Weise über die Änderungen von α und $\Delta\alpha$ gewonnen wird.

Wie man sieht, ändern sich die Werte α und $\Delta\alpha$ namentlich für die φ-Werte in der Mitte nur wenig, so daß alle näherungsweise durch $\operatorname{ctg}\varrho$ und $\Delta\operatorname{ctg}\varrho$ ersetzt werden können. Diese Überlegung führt zu einer Näherungsformel für $\Delta\operatorname{ctg}\varrho$, mit der man zu einem annähernd richtigen $\operatorname{ctg}\varrho$ einen verbesserten Wert $\operatorname{ctg}\varrho$ bestimmen kann. Diese Fehlerformel soll nun analytisch abgeleitet werden.

$\operatorname{ctg}\varrho_0$ sei der gesuchte fehlerfreie Wert, der die Werte α_0 und ξ_0 liefert, $\operatorname{ctg}\varrho_1$ sei ein ermittelter Näherungswert, zu dem die Werte α_1 und ξ_1 berechnet seien.

$$\begin{aligned} \Delta\operatorname{ctg}\varrho &= \operatorname{ctg}\varrho_0 - \operatorname{ctg}\varrho_1 & \Delta\alpha &= \alpha_0 - \alpha_1 \\ \operatorname{ctg}\varrho_0 &= \operatorname{ctg}\varrho_1 + \Delta\operatorname{ctg}\varrho & \alpha_0 &= \alpha_1 + \Delta\alpha. \end{aligned} \tag{3}$$

Nach Krey ist

$$\xi_0 = \frac{h}{\alpha_0} = \frac{h}{\alpha_1 + \Delta\alpha} = \frac{h}{\alpha_1\left(1 + \dfrac{\Delta\alpha}{\alpha_1}\right)} = \xi_1\left(\frac{1}{1 + \dfrac{\Delta\alpha}{\alpha_1}}\right) \tag{4}$$

$$\frac{\Delta\alpha}{\alpha_1} = \frac{(\cos\varphi\operatorname{ctg}\varrho_0 + \sin\varphi) - (\cos\varphi\operatorname{ctg}\varrho_1 + \sin\varphi)}{\cos\varphi\operatorname{ctg}\varrho_1 + \sin\varphi}$$

$$\frac{\Delta\alpha}{\alpha_1} = \frac{\Delta\operatorname{ctg}\varrho}{\operatorname{ctg}\varrho_1\left(1 + \dfrac{\sin\varphi}{\cos\varphi\operatorname{ctg}\varrho_1}\right)} \tag{5}$$

$$\Sigma\xi_0 = \Sigma\left(\xi_1 \cdot \frac{1}{1 + \dfrac{\Delta\operatorname{ctg}\varrho}{\operatorname{ctg}\varrho_1\left(1 + \dfrac{\sin\varphi}{\cos\varphi\operatorname{ctg}\varrho_1}\right)}}\right). \tag{6}$$

Aus denselben Gründen, die zu der Kreyschen Näherungsformel für $\operatorname{ctg}\varrho$ führen, kann für die rechte Seite näherungsweise

$$\Sigma\left(\xi_1 \cdot \frac{1}{1 + \dfrac{\Delta\operatorname{ctg}\varrho}{\operatorname{ctg}\varrho_1}}\right) \tag{7}$$

gesetzt werden. Wenn weiter $\dfrac{\Delta\operatorname{ctg}\varrho}{\operatorname{ctg}\varrho_1}$ gegen 1 hinreichend klein ist, kann dieser Ausdruck bekanntlich ersetzt werden durch $\Sigma\xi_1\left(1 - \dfrac{\Delta\operatorname{ctg}\varrho}{\operatorname{ctg}\varrho_1}\right)$, mithin

$$\Sigma\xi_0 \approx \Sigma\xi_1\left(1 - \frac{\Delta\operatorname{ctg}\varrho}{\operatorname{ctg}\varrho_1}\right). \tag{8}$$

Da Kreys Gleichung (62) sich schreiben läßt $\Sigma(h\sin\varphi) = \Sigma\xi_0$, so wird $\Sigma(h\sin\varphi) \approx \Sigma\xi_1 - \Delta\operatorname{ctg}\varrho\,\dfrac{\Sigma\xi_1}{\operatorname{ctg}\varrho_1}$, woraus die Fehlerformel

$$\Delta\operatorname{ctg}\varrho \approx \operatorname{ctg}\varrho_1\,\frac{\Sigma\xi_1 - \Sigma h\sin\varphi}{\Sigma\xi_1} \tag{9}$$

gewonnen wird, in der die Werte der rechten Seite alle bekannt sind. Der einfachste Weg zur Berechnung von $\operatorname{ctg}\varrho$ ist dann folgender: Man bestimmt aus der Kreyschen Näherungsformel $\operatorname{ctg}\varrho = \dfrac{\Sigma h}{\Sigma h\sin\varphi}$ einen Näherungswert $\operatorname{ctg}\varrho_1$, ermittelt mit diesem nach der Kreyschen Tabellenrechnung oder graphisch mittels des α-Kreises (vergl. Abb. 3) die zugehörigen Werte α_1, ferner ξ_1, $\Sigma\xi_1$ und bestimmt schließlich mit der Fehlerformel (9) die anzubringende Verbesserung $\Delta\operatorname{ctg}\varrho$, die durch (3) einen hinreichend genauen Wert für $\operatorname{ctg}\varrho_0$ liefert.

Der Unterschied gegen das Kreysche Verfahren liegt darin, daß Krey zu zwei Näherungswerten $\operatorname{ctg}\varrho$ zwei Werte $\Sigma\xi$ nach der Tabelle berechnet, um mit diesen zwei Wertepaaren durch Zwischenschaltung einen guten Näherungswert für $\operatorname{ctg}\varrho_0$ zu berechnen, während nach dem hier angegebenen Verfahren nur für einen Näherungswert $\operatorname{ctg}\varrho$ der eine Wert $\Sigma\xi$ nach der Tabelle zu berechnen ist, und dann mittels der Fehlerformel unmittelbar ein ausreichend genauer Wert für $\operatorname{ctg}\varrho_0$ erhalten wird. Bei umfangreichen Rechnungen wird also ein beachtlicher Zeitgewinn erreicht.

Im Anhang zur Tabelle ist die Rechnung für das Kreysche Beispiel mit dem Näherungswerte $\operatorname{ctg}\varrho_1 = \dfrac{\Sigma h}{\Sigma h\sin\varphi} = \dfrac{262{,}2}{79{,}46} = 3{,}3$ durchgeführt. Wenngleich die Rechnung mit zwei Dezimalen für die Praxis meistens genügt, so ist doch hier mit einer dritten Dezimalen gerechnet, damit die Wirkung der Verbesserung durch $\Delta\operatorname{ctg}\varrho$ für sich deutlicher wird. Zur Berechnung von $\cos\varphi$ aus $\sin\varphi$ werden in der Praxis zweckmäßig die beiden Spalten 12 und 13 mitgeführt, auch wenn man nur mit zwei Dezimalen rechnet. Ebenso ist die Mitführung der Spalte 15 in der Praxis zu empfehlen. Diese Spalten erleichtern die Durchführung der Rechnung, die Selbstkontrolle und die Prüfung. In dem Kreyschen Werke sind sie mit vollem Recht fortgelassen, da dort der Rechnungsgang, nicht aber die Durchführung in der Praxis gezeigt werden sollte.

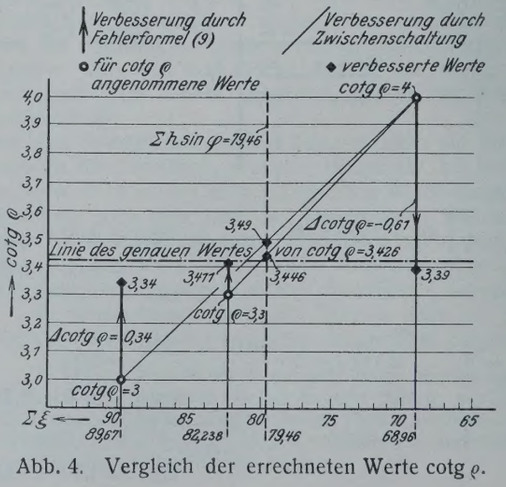


Abb. 4. Vergleich der errechneten Werte $\operatorname{cotg}\varrho$.

Das durchgeführte Beispiel gestattet ein allgemeines Urteil über den Genauigkeitsgrad der verschiedenen Verfahren. Der genaue

Wert von ctg ϱ_0 liegt bei 3,426, wie eine scharfe Berechnung ergibt, die hier nicht wiederholt wird, weil sie für die Praxis belanglos ist. Zum Vergleich sind die verschiedenen errechneten Werte in Abb. 4 graphisch eingetragen. Man sieht, wie nahe die Fehlerformel (9) die ungenauen Werte ctg $\varrho = 3$ und ctg $\varrho = 4$ an die Linie des genauen Wertes 3,426 heranrückt: der verbesserte Wert von ctg $\varrho = 3$ ist ihr mit 3,34 fast ebenso nahe gerückt wie der durch Zwischenschaltung gewonnene Wert ctg $\varrho = 3{,}49$ (vergl. (Tab. 13). Der verbesserte Wert von ctg $\varrho = 4$ ist ihr mit 3,39 sogar näher gekommen, als der durch Zwischenschaltung gewonnene Wert 3,49. Die tabellarische Berechung eines der beiden Werte $\Sigma\xi$ entweder für ctg $\varrho = 3$ oder für ctg $\varrho = 4$ würde also genügen. Die Gleichungen (6) und (7) bestätigen, daß ein größerer Wert von ctg ϱ bei sonst gleichen Verhältnissen eine genauere Fehlerbestimmung zur Folge hat. Besonders vorteilhaft wird das Verfahren der Fehlerbestimmung aber dann, wenn man für ctg ϱ bereits einen Näherungswert hat. Der mit der Kreyschen Näherungsformel zu ctg $\varrho = 3{,}3$ ermittelte Wert wird mittels der Fehlerformel auf 3,411 gebracht und erreicht damit praktisch den genauen Wert für ctg ϱ; auch wenn man $\Sigma\xi$ nur mit zwei Dezimalen berechnet, erhält man den Wert für die Praxis völlig genau genug.

Die nebenstehende Tabelle zeigt durch Angabe des bleibenden Fehlers den Genauigkeitsgrad, den man mit der Fehlerformel im Vergleich zur Zwischenschaltung im vorliegenden Beispiel erreicht.

Genauigkeitsgrad der Verfahren.

Angenommener Wert ctg ϱ	Rechnungsverfahren nach Ermittlung von $\Sigma\xi$	Verbesserter Wert ctg ϱ	Bleibender Fehler gegen den genauen Wert ctg $\varrho = 3{,}426$	
			in ϱ-Einheiten	%
3 und 4	Zwischenschaltung	3,49	0,064	1,9
3	Fehlerformel (9)	3,34	0,086	2,5
4	Fehlerformel (9)	3,39	0,036	1,1
3,3 und 4	Zwischenschaltung	3,446	0,020	0,6
3,3	Fehlerformel (9)	3,411	0,015	**0,4**

Da hiernach der bleibende Fehler außerordentlich klein wird, wenn man einen Näherungswert durch die Fehlerformel (9) verbessert, dürfte es sich empfehlen, die Kreysche Rechnung künftig nach diesem vereinfachten Verfahren durchzuführen.

Vermischtes.

Erlaß, betreffend Verwendung von Zement bei Eisenbetonbauten vom 11. April 1929, II C 742.

Nach meinem Erlaß vom 30. August 1928[1]) widerspricht es der Forderung des § 5 Ziff. 1 der Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, wenn Naturzement als für Eisenbeton- und Betonbauten zulässig bezeichnet worden ist. Die von dem Verein der Zement- und Kalkwerke Westfalen Süd-Ost vorgelegten Prüfungszeugnisse lassen erkennen, daß die Naturzemente bezüglich der Raumbeständigkeit, Abbindezeit, Mahlfeinheit, Zug- und Druckfestigkeit den gestellten Anforderungen an hochwertigen Zement entsprechen. Nur bezüglich der Begriffserklärung besteht bei den Naturzementen eine Abweichung von den genormten Portlandzementen.

Gegen die Verwendung von Naturzementen bei Betonmauerwerk bestehen keine Bedenken. Bei Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton und aus Beton, die nach den Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton zu errichten sind, will ich unter Abänderung meines Erlasses vom 30. August 1928 bis auf weiteres den örtlichen Baupolizeibehörden überlassen, im Einzelfall auch bei diesen Bauten Naturzemente ausnahmsweise zuzulassen, vorausgesetzt, daß die zur Verwendung gelangenden Zemente den Eigenschaften der deutschen Normen für Portlandzement entsprechen. Außerdem ist auf der Baustelle eine besonders scharfe Betonkontrolle durchzuführen. Da bei den Naturzementen keine Gewähr für die gleichmäßige Zusammensetzung der Rohprodukte gegeben ist, sind vor und während der Verarbeitung des Zementes Proben zu untersuchen.

Über die Erfahrungen mit Natur- und Tonerdezementen ersuche ich, mir bis zum 1. April 1930 zu berichten.

Der preußische Minister für Volkswohlfahrt.
I. V.: Scheidt.

Technische Hochschule Karlsruhe. Die Würde eines Ehrenbürgers ist verliehen worden dem Dr.-Ing. ehr. John R. Freeman in Providence, Rhode Island, U. S. A., Altpräsident der American Society of Mechanical Engineers, in Anerkennung seiner führenden Tätigkeit als vielseitiger Ingenieur und hervorragender Forscher, sowie wegen seiner Verdienste um die Hebung des wasserbaulichen Versuchswesens durch internationale Zusammenarbeit.

Tagung für wirtschaftliches Bauen in Wien vom 21. bis 23. Mai. An der Tagung, deren Leitung Regierungsbaurat R. Stegemann, Leipzig, übernommen hat, sind beteiligt: Der Deutsche Ausschuß für wirtschaftliches Bauen, das Österreichische Kuratorium für Wirtschaftlichkeit, die Österreichische Gesellschaft für Städtebau, der Österreichische Normenausschuß für Industrie und Gewerbe, der Zentralverein der Architekten Österreichs.

Die Tagesordnung ist so gedacht, daß unter Zugrundelegung eines einheitlichen Leitgedankens die in Deutschland und Österreich in der Nachkriegszeit durchgeführten Arbeiten auf dem Gebiete der Rationalisierung des Wohnungsbaues zum Vortrag kommen sollen. Es sind demgemäß 14 Vorträge bekannter Fachmänner vorgesehen.

Anfragen über die Tagung sind an den Deutschen Ausschuß für wirtschaftliches Bauen, Leipzig C 1, Tröndlinring Nr. 9 VI zu richten. Das österreichische Bureau liegt in den Händen des Österreichischen Ingenieur- und Architektenvereins, Wien I, Eschenbachgasse 9.

Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. (37) Einsturz eines Fabrikanbaues. Ein Fabrikbesitzer ließ im Sommer den in Abb. 1 bis 3 dargestellten Fabrikanbau ausführen. Die Dachkonstruktion einschließlich der Stützen bestand aus Eisenbeton. Die Umfassungswände hatten Fundamente und Pfeiler aus unbewehrtem Stampfbeton und bestanden im übrigen aus Ziegelmauerwerk.

Die Bauleitung war einem Architekten übertragen, der die Erd-, Beton- und Eisenbetonarbeiten an einen Bauunternehmer vergab.

Etwa zwei Monate nach dem Betonieren der Decke stürzte während einer Arbeitspause der in Abb. 1 dargestellte Teil des Anbaues einschließlich der Umfassungswände plötzlich ein. Personen wurden nicht verletzt.

Nach den Zeugenaussagen soll der Beton des eingestürzten Deckenteiles im Verhältnis 1 Teil hochwertiger Portlandzement zu 5 Teilen Kiessand gemischt worden sein. Die Dachdecke wurde sechs Tage nach dem Betonieren ausgeschalt. Hierbei bröckelte an der Stütze II (Abb. 1) unterhalb des Unterzuges *b* etwas Beton ab. Dies veranlaßte den Polier, die anschließenden Deckenbalken vorerst wieder abzustützen. Am Tage darauf bemerkte der Polier im Unterzuge *b* (Abb. 1) in der Nähe der Stütze II feine Schrägrisse, die sich in der Folgezeit aber nicht erweiterten und daher für unbedenklich gehalten wurden. Nach der Aussage einiger Zeugen entstand bei der Ausführung infolge Nachgebens der Schalung die in Abb. 1 im Grundriß angedeutete, in der Mitte 3 cm tiefe Einsenkung, die nach Ansicht der nach dem Unfall hinzugezogenen Sachverständigen aber keinen Einfluß auf den Einsturz gehabt hat.

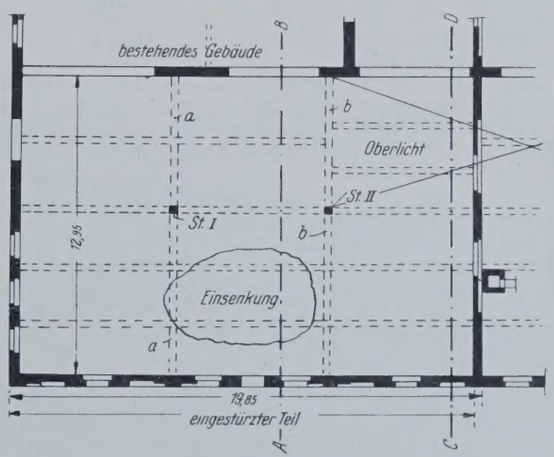


Abb. 1.

Die nach dem Unfall angestellte Untersuchung der verwandten Baustoffe ergab beim Zement keine wesentlichen Anstände. Eine aus der Grube des Kieslieferanten entnommene Kiessandprobe bestand zu 56 Gewichtsprozent aus Sand. Der Sand enthielt 11,2 Gewichtsprozent abschlämmbare Teile. Der Durchgang durch das 4900-Maschensieb betrug 40,2%, durch das 900-Maschensieb 65,5% des Sandes. Durch das Sieb mit 1 mm Lochdurchmesser fielen 97,4% des Sandes.

Der offenbar sehr flüssig eingebrachte Beton des eingestürzten Teils zeigte vielfach sehr ungleichmäßiges Gefüge. Eine den Trümmern entnommene Betonprobe der Deckenträger (21,7 · 23,1 · 26,4 cm, $F = 501$ cm²) hatte nach 140 Tagen eine Festigkeit von nur 79 kg/cm². Zwei Säulenabschnitte von i. M. 25,5 · 28,7 cm bezw. 25,4 · 27,7 cm Querschnitt und 70,2 bezw. 75 cm Höhe und einer Längsbewehrung von 4 R.-E. Durchm. 14 mm ergaben im Alter von 90 Tagen Bruchlasten von 81,8 bezw. 85,65 t $\left(\frac{P}{F_i} = \text{rd. } 105 \text{ kg/cm}^2\right)$. Die chemische Untersuchung einiger Betontrümmer mit augenfällig mangelhaftem Gefüge ergab ein Mischungsverhältnis 1 : 12 in R.-T.

Die statische Berechnung und die Eisenanordnung wiesen nach den Feststellungen eines Sachverständigen der Staatsanwaltschaft erhebliche

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1928, Heft 42, S. 631.

Mängel auf. Insbesondere waren bei den Deckenträgern und Unterzügen im Bereich der negativen Momente die Eiseneinlagen nicht dem Verlauf der Momente angepaßt, so daß bereits unter dem Einfluß des Eigengewichts im Beton stellenweise rechnungsmäßige Druckspannungen von 100 kg/cm², im Eisen Zugspannungen bis 2150 kg/cm² entstanden. Die aufgebogenen Eisen waren nicht dem Verlauf der Schubspannungen entsprechend verteilt, sondern nur in allernächster Nähe der Stützen angeordnet. Die Auflagerkräfte der Deckenlängsträger waren bei der Ermittlung der Schubspannungen im Unterzug als gleichmäßig verteilt angenommen worden.

Als Ursache des Einsturzes sieht dieser Sachverständige das Versagen des Unterzuges *a* (Abb. 1) infolge der ungenügenden Schubbewehrung, des Überschreitens der Betonfestigkeit und der Streckgrenze der Schrägeisen an. Ein anderer Sachverständiger der Staatsanwaltschaft hält die vorstehend angeführten Mängel der Berechnung und Ausbildung nicht für die Ursachen des Einsturzes und bezweifelt insbesondere, daß die Verteilung der aufgebogenen Eisen unzweckmäßig war. Er nimmt vielmehr an, daß die Stütze II (Abb. 1) zuerst zusammengebrochen sei. Durch ausgiebigen Regen habe sich der Schlackenbeton (Abb. 2) vor dem Einsturz stark mit Wasser vollgesogen. — Die Ausgleichschicht ist erst am Unfalltage und am Tage vorher aufgebracht worden. — Das Gewicht der Decke habe sich dadurch so vermehrt, daß die Beanspruchung in der Säule II die Festigkeit des Betons überschritten habe. Diese sei durch die ungeeigneten Zuschlagstoffe und durch Eindringen von Wasser in den Säulenbeton stark herabgesetzt worden.

Der Bauunternehmer gibt als Einsturzursache ein Nachgeben des Untergrundes an, dessen Aufbau nach seiner Angabe in Abb. 2 angedeutet ist. Die dort dargestellten Gründungstiefen sind nicht maßgebend. Das Nachgeben des Baugrundes sei die Folge einer Grundwassersenkung, die kurz vor dem Unfall durch das Trockenlegen eines über das Grundstück fließenden Wasserlaufs verursacht worden sei. Die erforderlichen Gründungstiefen habe der bauleitende Architekt angegeben. Hinsichtlich der mangelhaften Zuschlagstoffe erklärte der Bauunternehmer, er sei nicht verpflichtet, die Güte des unter Angabe des Verwendungszwecks bestellten Kiessandes nachzuprüfen. Die Verantwortung hierfür trage der Lieferant. Beim Betonieren des nicht eingestürzten Teils hat der Unternehmer nach seiner auch von Zeugen bestätigten Angabe einen Teil des überschüssigen Sandes aussondern lassen. Eine Probebelastung dieses Bauteiles nach dem Unfall ergab keine Anstände.

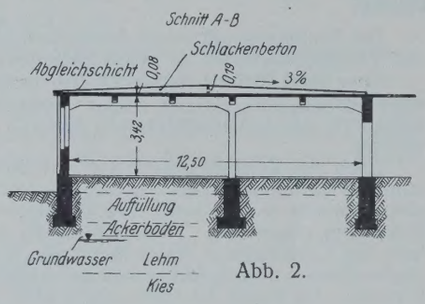


Abb. 2.

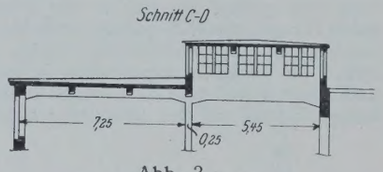


Abb. 3.

Die Staatsanwaltschaft stellte das gegen den Unternehmer eingeleitete Verfahren ein. Die Sachverständigen seien in einer Weise darüber uneins, was den Einsturz verursacht habe und ob Verstöße gegen die anerkannten Regeln der Baukunst vorliegen, daß die getroffenen Feststellungen nicht gegen den Unternehmer verwandt werden könnten. Es könne auch nicht hinreichend bestimmt nachgewiesen werden, daß ihn ein Verschulden für die Verwendung der ungeeigneten Zuschlagstoffe treffe. We.

Drahtbrüche in den Kabeln der Mount Hope- und Detroit-Windsor-Hängebrücken. Die Mount Hope-Hängebrücke, die Orte Bristol und Portsmouth im Staate New England verbindend, hat eine Länge von etwa 1 km mit einer Spannweite zwischen den Haupttürmen von 360 m. Sie wurde im Frühjahr 1928 begonnen und sollte am 15. Mai d. J. dem Verkehr übergeben werden[1]).

Jedes ihrer Kabel besteht aus sieben Strängen von je 350 einzelnen, doppelt galvanisierten Drähten. Während bei den bisherigen Hängebrücken der kalt gezogene Stahldraht Verwendung fand, hat man bei dieser Brücke den von der American Cable Co., New York City, hergestellten sogenannten „Heat treated" Draht vorgezogen. Seine Streckgrenze liegt bei 13 300 kg/cm². Er wurde vor Genehmigung der Verwendung einer eingehenden Prüfung auf Bruchfestigkeit, Zerreißfestigkeit und Biegsamkeit unterworfen. Diesen Anforderungen zeigte sich der Draht mehr als gewachsen; er wurde deshalb von den Ingenieuren des Bauherrn und des ausführenden Unternehmers zur Verwendung zugelassen.

Während des Spinnens der Kabel und der Montage der Eisenkonstruktion zeigte sich nichts Ungewöhnliches. Ende Januar jedoch fand ein beaufsichtigender Ingenieur auf der Bristol-Seite drei Drähte, die in der Nähe der Strandschuhe gebrochen waren. Eine besondere Bedeutung wurde dem nicht zugemessen, bis einige Wochen später eine ganze Anzahl gebrochener Drähte entdeckt wurde. Eine genaue Prüfung stellte sodann zwischen 300 und 400 Drahtbrüche fest. Diese traten hauptsächlich in zwei Strängen je am Verankerungswiderlager auf. In dem am meisten betroffenen Strang waren von 350 Drähten 250 gerissen.

Dies brachte Anfang März d. J. die Stillegung der Arbeiten. Der Draht wurde durch Ingenieure des Bureau of Standards in Washington und Spezialisten des Massachusetts Institute of Technology geprüft. Ein Ergebnis der Findungen wurde nicht veröffentlicht, dagegen wurde angeordnet, die Kabel zu entfernen und durch neue mit einem noch zu bestimmenden Draht zu ersetzen. Der Draht wird voraussichtlich derselbe sein, wie er vorher verwendet wurde, z. B. bei der Philadelphia-Camden-Brücke.

Wohl ohnegleichen im Brückenbau ist nun die eben im Gang befindliche Arbeit des Abscherens der Nietverbindungen und das Herablassen der Aussteifungs- und Fahrbahnträger in Kähne, mittels deren sie zum Flußufer gefahren und dort bis zur Wiederverwendung gelagert werden. Für die Kabel wird das drastische Verfahren benutzt, sie alle 10 m durchzubrennen und wie die eisernen Träger ans Ufer zu befördern.

Die Mount Hope-Brücke soll nun am 15. November dem Verkehr übergeben werden.

Auch die internationale Hängebrücke Detroit-Windsor ist von diesem Mißgeschick betroffen, da ihre Kabel aus demselben Draht gesponnen sind. Zwar sind bisher nur wenige Drahtbrüche festgestellt worden, doch aus Gründen der Sicherheit des Bauwerks ist auch bei dieser Brücke angeordnet, die Kabel zu entfernen und durch neue zu ersetzen. Die Verhältnisse sind hier insofern besser, als der Bau dieser Brücke noch nicht so weit vorgeschritten ist. Dazu sind die Seitenbrücken im Gegensatze zu der Mount Hope-Brücke nicht aufgehängt, sondern auf eigene Fundamente gestellt und werden daher nicht betroffen. Von dem aufgehängten Teil (555 m) war die Eisenkonstruktion zu etwa $^1/_4$ verlegt. Sie wird eben wieder abmontiert, in Bargen auf den Detroit-Fluß hinuntergelassen und dann am Ufer gestapelt. Bevor die Kabel abgebaut werden können, muß der obere Teil der Betonblöcke, in die die Augenstäbe einbetoniert sind, mit Luftmeißeln ausgebrochen werden. Sprengen ist wegen der umliegenden Fundamente nicht möglich. In welcher Weise die Detroiter Kabel abgenommen werden, ist noch nicht bekannt geworden. Die Eröffnung dieser Brücke, die am 1. Juli stattfinden sollte, ist nun um etwa 9 Monate hinausgeschoben.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1928, Heft 30, S. 441.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: die Reichsbahnoberräte Poelmann, Mitglied der R. B. D. Elberfeld, nach Würzburg unter Bestellung zum verkehrstechnischen Leiter der Oberbetriebsleitung Süd daselbst, Weese, bisher beurlaubt, als Mitglied zum R. Z. A. in Berlin, Hebbel, Mitglied der R. B. D. Breslau, in gleicher Eigenschaft zum R. Z. A. in Berlin, Anton Klotz, Dezernent der R. B. D. Würzburg, in gleicher Eigenschaft zur R. B. D. Nürnberg und Haagner, bisher bei der R. B. D. München, als Vorstand zum Reichsbahn-Bauamt Rosenheim, die Reichsbahnräte Köberlin, Vorstand des R. B. A. Rosenheim, in gleicher Eigenschaft zum R. B. A. München 3 und Jakob Schmitt, Vorstand des R. M. A. Freiburg (Breisgau), als Mitglied zur R. B. D. Karlsruhe.

Überwiesen: Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. Joseph Müller, Vorstand des R. B. A. Elberfeld 1, als Mitglied zur R. B. D. Elberfeld, die Reichsbahnamtmänner Kellner vom Bahnbetriebswagenwerk Regensburg zum Bahnbetriebswerk daselbst und Hornung vom Bahnbetriebswerk Regensburg zur dortigen R. B. D.

In den Ruhestand getreten: Reichsbahnamtmann Brandler, bisher beim Reichsbahn-Bauamt Hof.

Gestorben: Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. Skutsch, Mitglied des R. Z. A. in Berlin, die Reichsbahnräte Theodor Sauer, Vorstand des R. B. A. Breslau 3, und Wilhelm Stratthaus, Vorstand des R. M. A. Offenburg, der Reichsbahnamtmann auf Dienstposten von besonderer Bedeutung Dolling, Vorstand des Anhalter Personenbahnhofs in Berlin, sowie die Reichsbahnamtmänner Strube, Vorstand des Präsidialbureaus der R. B. D. Berlin, und Hans Hermann, bisher beim R. B. A. Breslau 5.

Preußen. Der Regierungs- und Baurat a. W. (W.) Fritz Fischer bei der Wasserbaudirektion in Münster i. Westf. ist wieder als Regierungs- und Baurat in eine Planstelle der Wasserbauverwaltung übernommen worden.

Der Regierungsbaumeister (W.) Giesecke ist statt der Regierung in Stade zunächst dem Vorarbeitenamt in Verden a. d. Aller zur Dienstleistung überwiesen worden.

Die Staatsprüfung hat bestanden: der Regierungsbauführer Heinrich Sustrate (Wasser- und Straßenbaufach).

Der Geheime Baurat August Rustemeyer in Berlin, früher Mitglied der Eisenbahndirektion daselbst, der Regierungsbaurat (W.) Möller in Duisburg, Vorstand des Wasserbauamts Duisburg-Meiderich.

INHALT: Bau der Opelbrücke. — Über englische Handels- und Fischereihäfen. (Schluß.) — Die Union-Kanaldiele. — Beitrag zur Berechnung der Standsicherheit eines Bauwerkes gegen Grundbruch des Untergrundes nach Krey. — Vermischtes: Erlaß, betreffend Verwendung von Zement bei Eisenbetonbauten. — Technische Hochschule Karlsruhe. — Tagung für wirtschaftliches Bauen in Wien. — Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. — Drahtbrüche in den Kabeln der Mount Hope- und Detroit-Windsor-Hängebrücken. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

7. Jahrgang | BERLIN, 24. Mai 1929 | Heft 22

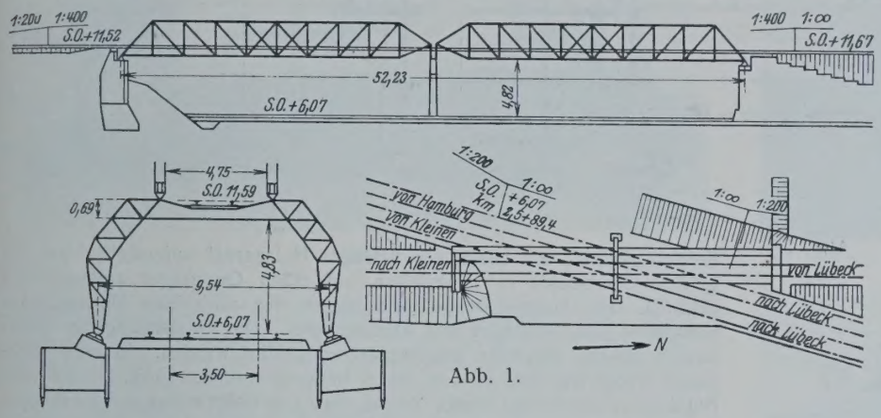
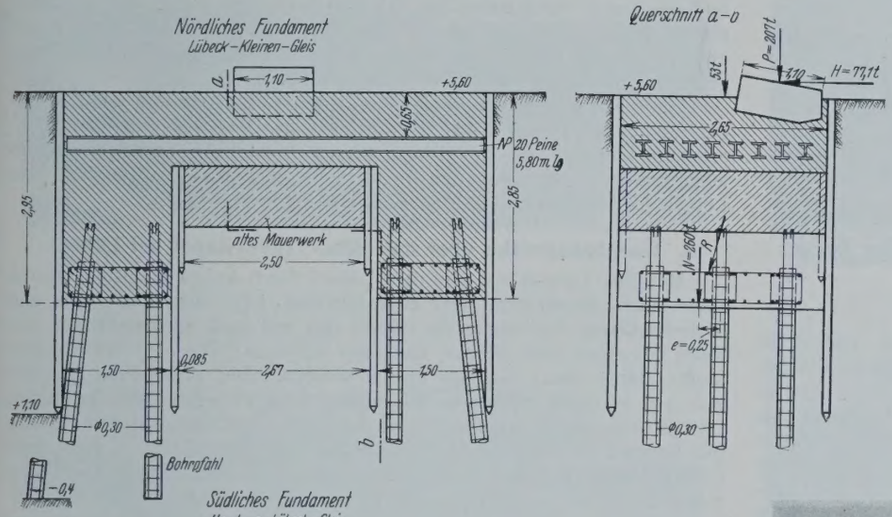


Abb. 1.



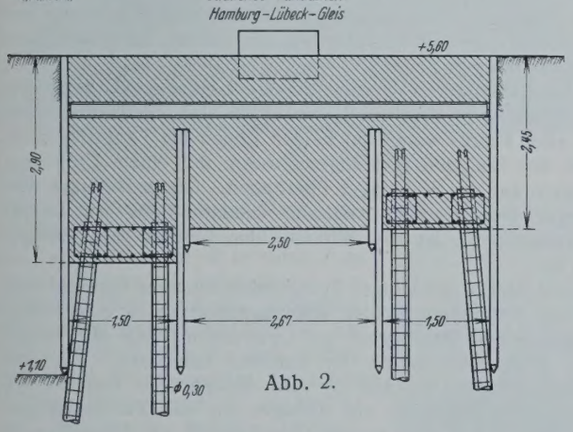


Abb. 2.

Alle Rechte vorbehalten.

Brückenbauten im Bezirk der Lübeck-Büchener Eisenbahngesellschaft.

Von Baurat **A. Mühlbradt,** Lübeck.

Infolge der Einführung der schweren Lastenzüge muß eine größere Anzahl von Brücken auf den Strecken der Lübeck-Büchener Eisenbahngesellschaft umgebaut werden. Es werden eingereiht in Klasse E die Strecken Lübeck—Hamburg, Lübeck—Travemünde, Lübeck—Ratzeburg und die Güterbahn Wandsbek—Rothenburgsort, in die Klasse G die Strecken Ratzeburg—Büchen und Lübeck—Schlutup. Für Neubauten auf den E-Strecken wird Lastenzug N zugrunde gelegt. Die gesamten Bauausführungen werden auf 3 bis 4 Jahre verteilt, um möglichst bald auch schwere Betriebsmittel verwenden zu können.

Zunächst wurde die statische Berechnung sämtlicher Brücken nach den vorgenannten Ansprüchen neu aufgestellt, um die Entscheidung über Neubau oder Verstärkung treffen zu können. Von den Um- und Neubauten im Jahre 1928 sind besonders zwei interessante Bauten zu nennen:

1. Überführung der Strecke Lübeck—Stettin.

Das Gleis von Lübeck nach Kleinen-Stettin überfährt zwei Gleise, Hamburg—Lübeck und Stettin—Lübeck. Die Überführung (Abb. 1) besteht aus zwei Öffnungen, die sich auf ein eisernes Portal stützen. Die Überbauten selbst konnten durch Verstärkung der Ober- und Untergurte, größere Knotenbleche u. a. für den Lastenzug E umgebaut werden, während das eiserne Portal durch ein neues ersetzt werden mußte. Das Portal wurde nach Lastenzug N berechnet und in St 48 ausgeführt. Für

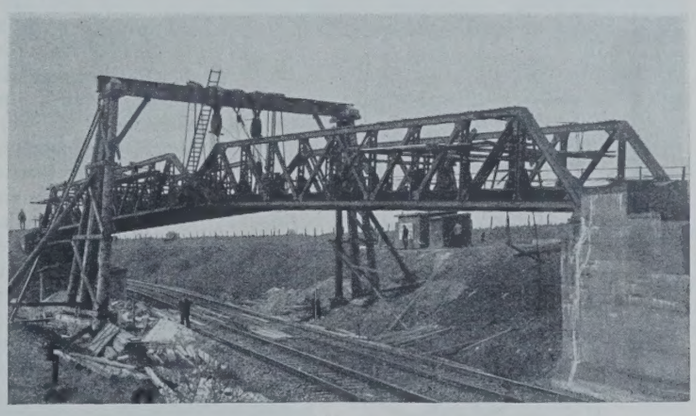


Abb. 3.

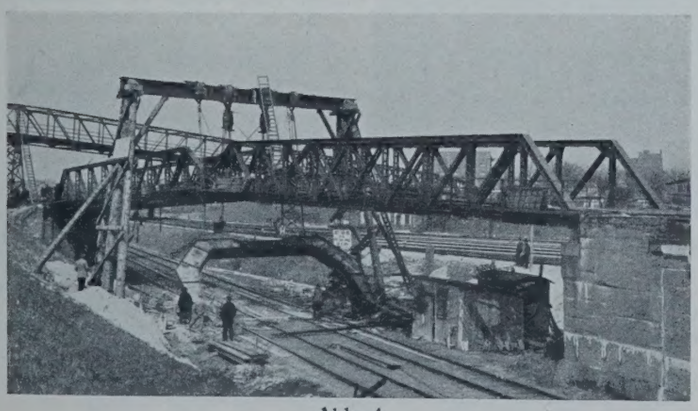


Abb. 4.

Abb. 5

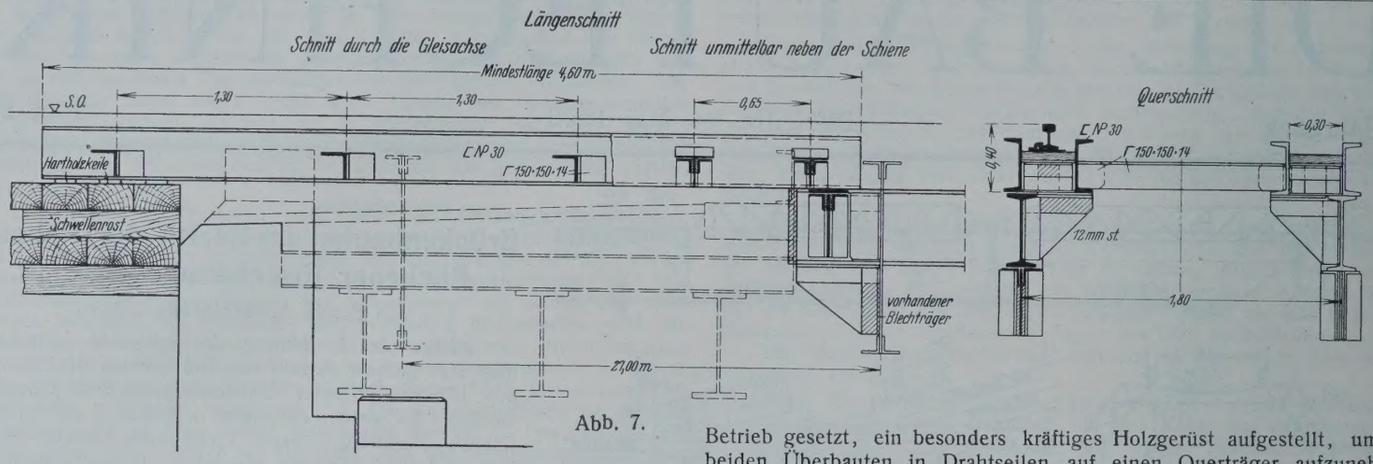


Abb. 7.

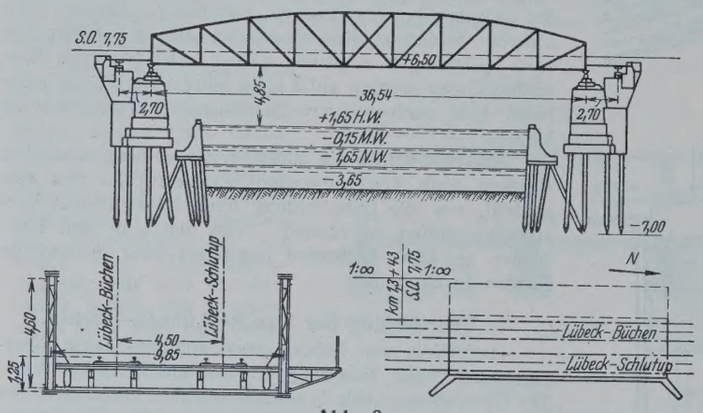
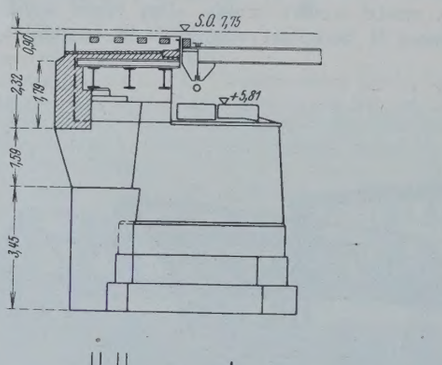


Abb. 6.

die stärkeren Auflagerdrücke waren neue Auflagerflächen und dementsprechend breitere Fundamente erforderlich. Von Oberfläche Planum liegt bis zu 3,50 m Tiefe Triebsand, bis zu 3,50 bis 4,80 m blauer Ton, dann fester Ton. Die Gründung mußte also bis in den blauen Ton hineingehen. Alle Gleise blieben im Betriebe. Es wurden Eisenbetonpfähle bis 6 m eingebracht, die Spundwände um die alten Fundamente herum gerammt. Diese Arbeiten waren wegen des starken Wasserzudranges, wegen Nachschiebens des Triebsandes bei dem lebhaften Verkehr auf den beiden Gleisen recht schwierig; außerdem stießen die beiden Spundwände auf frühere Dichtungen mit Zementsäcken. Die Betonpfähle wurden untereinander mit Eisenbetonbalken verbunden und ein Eisenbetonfundament bis etwa 1 m unter Planum hergestellt (Abbild. 2). Nach Fertigstellung der Fundamente wurde das überführte Gleis Lübeck—Stettin außer Betrieb gesetzt, ein besonders kräftiges Holzgerüst aufgestellt, um die beiden Überbauten in Drahtseilen auf einen Querträger aufzunehmen (Abb. 3). Das Holzgerüst bedurfte wegen des schlechten Untergrundes besonders guter Auflager und Abstützungen. Die Verstärkung der Überbauten konnte nunmehr ungehindert ausgeführt werden. In einer Zugpause wurde das alte eiserne Portal herausgenommen (Abb. 4), das alte Fundament des Portals wurde bis auf etwa 1 m unter Planum abgeschlagen und eine neue Fundamentplatte mit I-Trägern hergestellt. Die Auflagerplatten wurden verlegt, und in einer Zugpause wurde das neue Portal eingebracht, die Überbauten wurden auf dem Portal in die richtige Lage gesenkt. Die Brücke war betriebsfähig (Abb. 5).



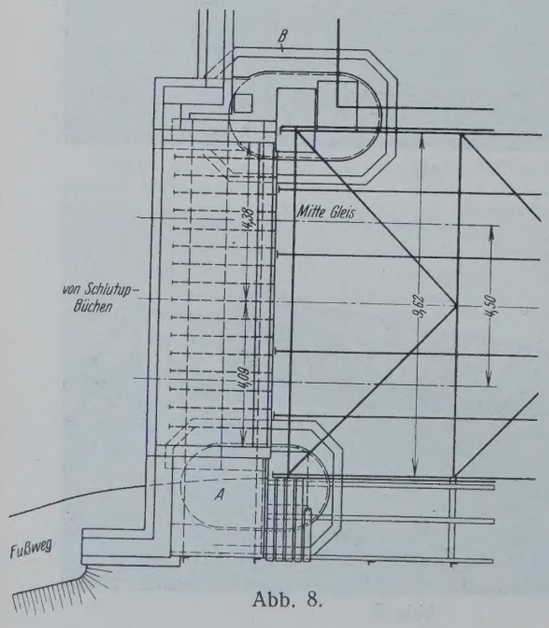


Abb. 8.

Sämtliche Arbeiten wurden ohne jeden Unfall gut und schnell ausgeführt, der Betrieb wurde nicht merklich gestört. Die Beton- und Fundamentarbeiten wurden von der Firma Blunck & Sohn, Lübeck, die Stahlkonstruktionsarbeiten von den Flenderwerken, Lübeck, ausgeführt. Die Leitung der Arbeiten hatte der Verfasser.

2. Eisenbahnbrücke über den Elbe-Trave-Kanal bei Lübeck.

Der Elbe-Trave-Kanal wird nahe Lübeck durch drei zweigleisige, eiserne Überbauten überbrückt. Der erste Überbau trägt die Gleise von und nach Hamburg, der zweite die Gleise von und nach Kleinen-Stettin, der dritte ein Gleis nach Büchen und nach Schlutup. Dieser dritte Überbau mußte durch einen Neubau ersetzt werden. Der vorhandene Überbau war am 16. März 1908 wegen Umbaues und Verlegung des Bahnhofes Lübeck von seiner früheren Stelle (jetzt Possehlstraße) auf dem Wasser mit Schuten an die jetzige Stelle gebracht worden, hat also 20 Jahre dem Eisenbahnbetrieb gedient. Da dieser Überbau in seiner Breite und seiner Konstruktion für eine Straße ausreichend und geeignet ist, hat die Baubehörde Lübeck diesen Überbau erworben und die Rückbeförderuug auf die früheren Widerlager an der Possehlstraße der Lübeck-Büchener Eisenbahngesellschaft übertragen.

Die neue Eisenbahnbrücke wurde für den Lastenzug N berechnet und in hochwertigem St 48 konstruiert; es ergab sich ein Gewicht von 200 t. Bei der alten Brücke waren auf beiden Enden die Längsträger als Schleppträger an den Endquerträger angeschlossen, mit einem Unterzuge und Nebenauflagern auf das Widerlager übertragen. Dieser Unterzug und die Nebenauflager bringen eine statische Unklarheit in die Hauptkonstruktion, insbesondere ist die Wirkung der beweglichen Auflager gehemmt (Abb. 6).

Bei der neuen Brücke wird diese Zwischenkonstruktion beseitigt und ersetzt durch eine Verbindung beider Widerlagpfeiler durch eine Betonplatte mit einbetonierten Walzträgern auf Unterzügen (Peine 60); vergl. Abb. 7. Diese Betonplatte wurde im Betriebe eingebaut. Zunächst wurden die Schleppträger bis 450 m vom Hauptträger entfernt abgeschnitten und durch Konsolen ein Auflager für die Zwillingsträgerkonstruktion gebildet. Auf dem anderen Ende wurde ein Schwellenrost

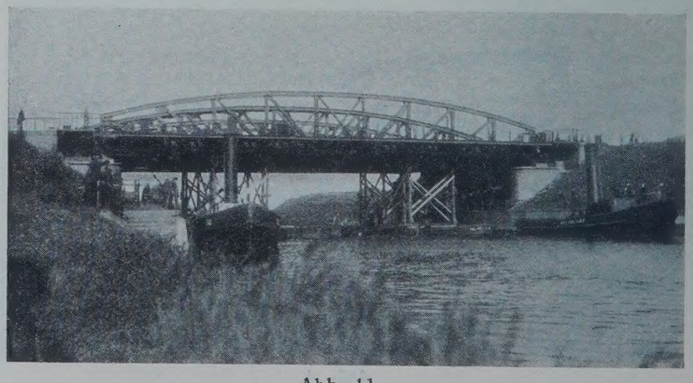


Abb. 11.

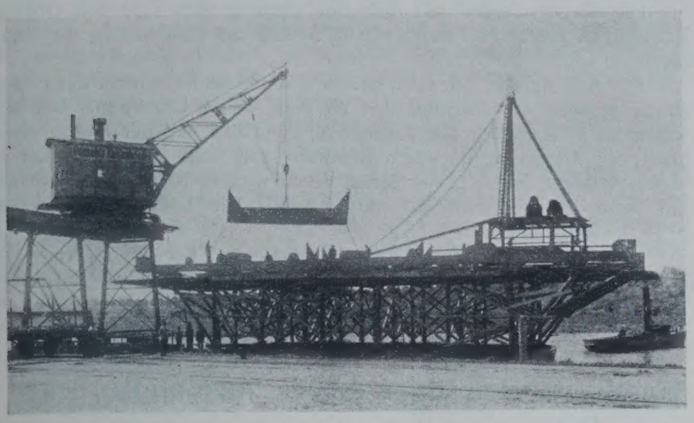


Abb. 9.

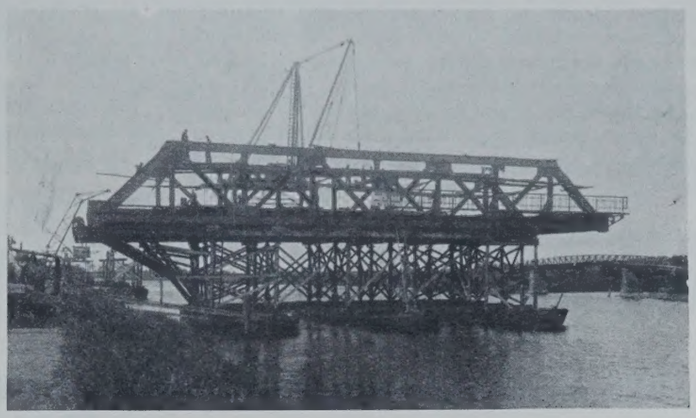


Abb. 10.

Abb. 12.

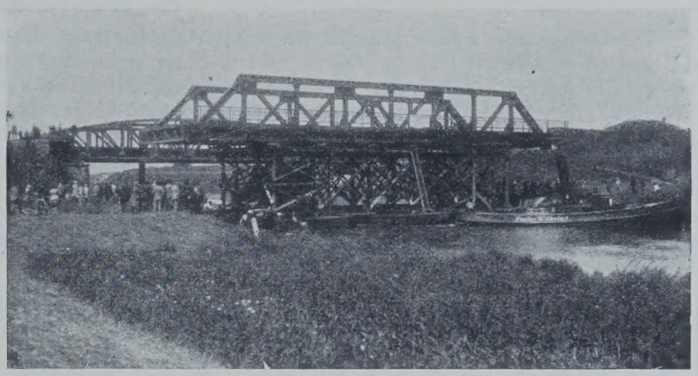


Abb. 14.

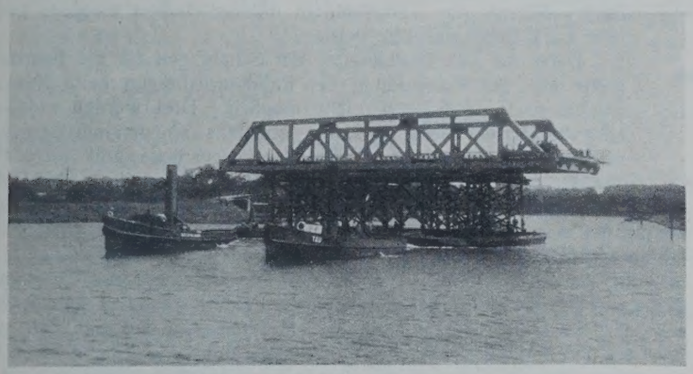


Abb. 13.

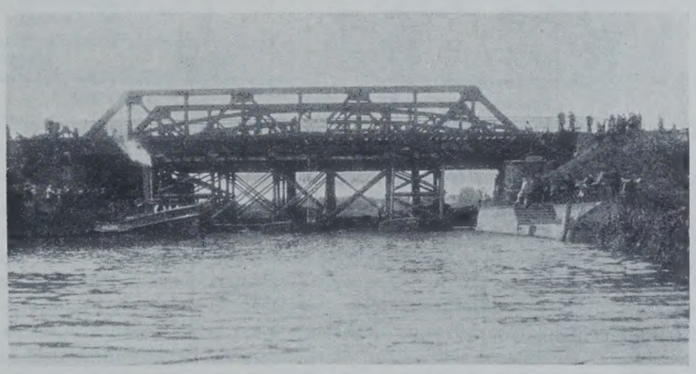


Abb. 15.

auf dem Planum als Auflager geschaffen. Diese Zwillingsträger wurden auf jeder Seite in je einer Zugpause eingebaut, unter ihnen war nunmehr Platz, um die endgültige Betonplatte einzubauen (Abb. 8). Als letzte Vorbereitung für den Einbau der neuen Brücke wurden die neuen Auflager verlegt und die alte Brücke auf die neuen Auflager gestützt. Die neue Brücke wurde an einer geeigneten Stelle des Elbe-Trave-Kanals zusammengebaut (Abb. 9); es wurden drei Schuten von je 130 t Tragfähigkeit gewählt, in diese und auf diesen Schuten wurde das Gerüst in Holz und Eisen gebaut und eine obere Plattform zur Aufnahme der Brücke so hergestellt, daß die Brückenunterkante die Höhe hatte, um das Einfahren und den Einbau bei normalem Wasserstande möglich zu machen (Abb. 10).

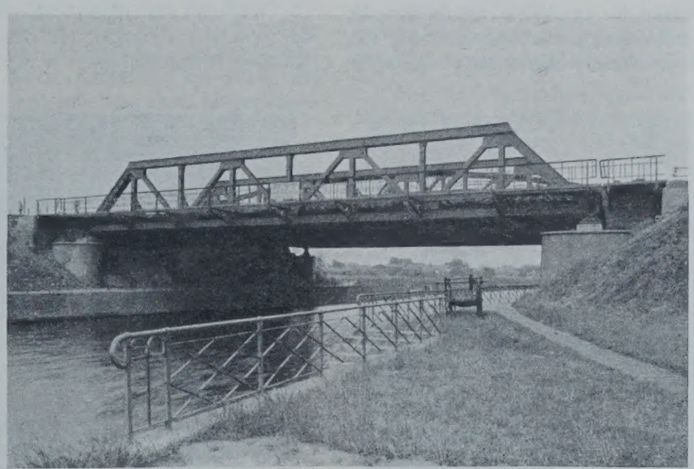


Abb. 16.

Um den Eisenbahnbetrieb nicht zu stören, wurde für den Einbau der neuen Brücke eine Zugpause am Vormittag von 8^{12} bis zur Durchfahrt des Personenzuges 246 von Büchen (an Lübeck 12^{16}) gewählt.

Für die umfangreichen und schwierigen Arbeiten war diese Zeit recht kurz, es mußten daher die Vorarbeiten so vollständig und genau als möglich sein. Die Querschwellen für die Gleise wurden auf der neuen Brücke fest aufgebracht, die Hakenplatten eingebaut usw. Für den Ausbau der alten Brücke wurde ein Gerüst in Holz und Eisen auf zwei Schuten von je 130 t Tragfähigkeit gebaut und bereits während des Eisenbahnbetriebes am Sonnabend, den 23. Juni 1928 in den ersten Morgenstunden unter die Brücke gefahren (Abb. 11). Die Schuten waren mit Sand belastet und wurden durch Ausschaufeln des Sandes in zwei dazwischenliegende Schuten so weit entlastet, daß das Gerüst einen Teil des Gewichtes der Brücke schon übernahm.

Nach Durchfahrt des Personenzuges (8^{12}) wurden sofort die Gleise abgebrochen und Sand aus den Schuten in die mittleren Schuten geschaufelt und die Brücke von den Auflagern gehoben (Abb. 12). Zur Abfahrt der Brücke wurden zwei Dampfer vorn und ein Dampfer hinten mit den Schuten verbunden, die Beförderung in Richtung Possehlstraße begann, es herrschte sehr starker Wind in Richtung dieser Fahrt. Die Dampfer vorne hatten nicht viel zu ziehen, der Dampfer hinten mußte aber sehr stark jede Seitenbewegung verhindern, um nicht auf flachen

Stellen aufzusitzen. Die Bewegung ging sehr langsam, die vorgesehene Zeit wurde erheblich überschritten. Die alte Brücke wurde nun an der Baustelle der neuen Brücke vorbeigefahren und an einer geeigneten und geschützten Stelle festgemacht, um die Dampfer möglichst schnell für die Beförderung der neuen Brücken verwenden zu können. Die Beförderung der neuen Brücke gegen Wind (Abb. 13) ging sicherer und schneller vonstatten, da die ziehenden Dampfer die Brücke besser in der Gewalt hatten.

Die Einfahrt der neuen Brücke gelang sehr gut, der Wasserstand war zwar gestiegen, die Brücke wurde über die Auflager gebracht und durch Einpumpen von Wasser in die drei Schuten auf die Lager herabgesenkt (Abb. 14); alle Abmessungen stimmten, so daß die Brücke schnell in ihren Lagern ruhte (Abb. 15).

Die Gleise wurden mit Aufgebot einer großen Zahl von Oberbauarbeitern in kurzer Zeit fertiggestellt, so daß der Personenzug die Brücke befahren konnte (Abb. 16).

Die Beförderung der alten Brücke auf die Widerlager in der Possehlstraße geschah am Montag, den 25. Juni, um 9 Uhr vorm. Der Wind war nicht so stark wie am Sonnabend, die Fahrt und der Einbau gingen glatt, die Brücke wurde durch Belastung mit Sand auf die vorher verlegten Auflager gesenkt, das Gerüst durch weitere Belastung der Schuten mit Sand frei gemacht und ausgefahren. Die Leitung der gesamten Arbeiten hatte der Verfasser.

Der Aufbau der Gerüste, der Zusammenbau der neuen Brücke, die Beförderung der beiden Brücken und ihr Einbau waren der Brückenbaufirma Flender, Lübeck, übertragen.

Ein fahrbares Schalgerüst zum Bau einer 63 m langen, zweigleisigen Überschneidungsbrücke aus Walzträgern in Beton.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnrat **Johs. Endler**, Greiz i. V.

Zur Vermeidung schienengleicher Kreuzungen wurden beim Umbau des Bahnhofes Zwickau (Sa.) im Herbst 1927 und im Jahre 1928 zwei lange, sehr schiefe, zweigleisige Überschneidungsbrücken in km 130,7 und 131,7 der Linie Dresden—Werdau (DW) gebaut. Beide Bauten wurden außerhalb des Betriebes hergestellt. Die Betriebsgleise mußten vorher an den Baustellen seitlich verlegt werden. Die etwa 220 m lange Brücke in km 130,7 DW wurde deshalb in zwei Losen ausgeführt.

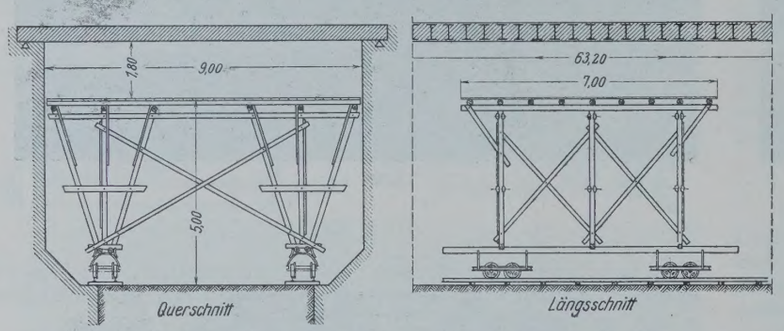


Abb. 3. Fahrbares Gerüst zum Einschalen der Decke an der Überschneidungsbrücke in km 131,7 DW.

Die Fahrbahntafeln beider Brücken bestehen aus einbetonierten Breitflanschträgern (I B 50, I P 50 bezw. I P 47½) in etwa 50 cm Abstand. Die lichte Weite beider Brücken beträgt 9 m, die Stützweite der Walzträger 10 m. Zum Rauchschutz wurde die Untersicht der Fahrbahntafeln mit Zementmilch mit Weißkalkzusatz eingeschlämmt und mit zweimaligem Lithurinanstrich, Marke M, und mit einmaligem Lithurinanstrich, Marke B, gedichtet. Die Bauwerke selbst wurden durch Fugen, die durch die Widerlager und die Fahrbahntafel geführt wurden, in Teile von etwa 16 m Länge zerlegt.

Beim Bau der Überschneidungsbrücke in km 130,7 DW wurde die Einschalung der Fahrbahntafel vor dem Verlegen der Walzträger auf vier mehrstieligen, in der Längsrichtung aufgestellten Rahmen mit etwa 1,80 m Abstand der Rahmenstiele und Querbalkenverbindungen montiert (Abb. 1), hingegen wurde beim Bau der Brücke in km 131,7 DW zur Einschalung der Fahrbahntafel ein fahrbares Hilfsgerüst verwendet (Abb. 2).

Während das Rahmengerüst von den üblichen Gerüsten nicht abweicht, bietet das fahrbare Hilfsgerüst doch manch Interessantes und soll deshalb in folgendem kurz beschrieben werden.

Abb. 3 zeigt das auf vier Unternehmerwagen von 60 cm Spurweite aufgebaute Hilfsgerüst. Vier Joche tragen eine etwa 8,90 m breite und 7 m lange Arbeitsbühne in mannshohem Abstand (etwa 1,80 m) von der Fahrbahntafelunterkante. Diese Bühne gestattete den bequemen Einbau der Schaltafeln, die auf Quer- und Längshölzern ruhten. Die Traghölzer wurden in jedem zweiten Trägerfeld an zehn Stellen an einem auf dem unteren Trägerflansch aufgelegten Rundeisenstück von 25 mm Durchm. angehängt. Die Anhängedrähte konnten von der Arbeitsbühne aus mit Rödeleisen gut und fest verdreht werden. Überdies konnte die Verspannung durch Keile, die an den Längshölzern untergeschoben wurden, gegen jede Lockerung gesichert werden.

Diese Art des Festhängens der Schalungen für die Fahrbahnplatte war bei Verwendung der Rahmenrüstungen beim Bau der Brücke in km 130,7 DW nicht möglich. Dort wurden wohl die Längshölzer der Schalungstafeln ebenfalls an den unteren oder oberen Trägerflanschen mittels Rundeisenstücke und verrödelter Drähte angehängt, doch war jede weitere Verstraffung der Rödeldrähte durch Unterschieben von Keilen unmöglich. Diese Verkeilung konnte bei dem Rahmengerüst nur auf der Fußschwelle der Stützen, also nur an vier Stellen jedes Trägers stattfinden. Beim Anhängen der Schalung an den unteren Trägerflansch war außerdem das Zusammendrehen der Aufhängedrähte in den engen Feldern zwischen den Trägern sehr erschwert und demzufolge sehr zeitraubend, so daß man sich beim Bau des zweiten Bauteiles der Brücke dazu entschloß, die Aufhängung am oberen Flansch vorzunehmen und längere Aufhängedrähte in Kauf zu nehmen.

Während die enggestellten Säulen der Rahmenrüstung die Beobachtung der Schalung während des Betonierens sehr erschwerten, gestattete das fahrbare Hilfsgerüst eine stetige Überwachung der Deckenschalung.

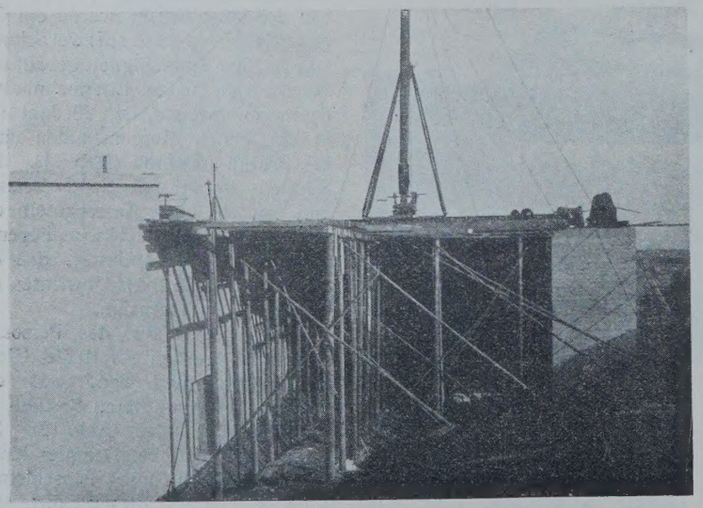


Abb. 1. Schalgerüst auf Prahmen zum Bau der Brücke in km 130,7 DW.

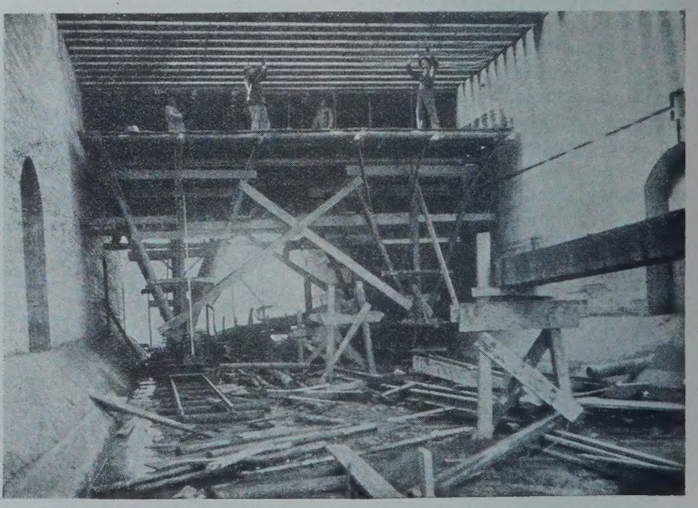


Abb. 2. Einschalung der Fahrbahndecke von einem fahrbaren Hilfsgerüst aus beim Bau der Brücke in km 131,7 DW.

Das fahrbare Gerüst konnte nach dem Betonieren zum Ausschalen, sowie zum Schlämmen der Decke und für die drei Anstriche mit Rauchschutzmitteln benutzt werden, während bei der beim Bau der Brücke in km 130,7 DW verwendeten Einrüstung für jede der genannten Nacharbeiten besondere Rüstungen gebraucht wurden.

Als Nachteil des fahrbaren Hilfsgerüstes kann nur angeführt werden, daß mit dem Aufstellen der Schaltafeln erst nach dem Verlegen der Fahrbahnträger begonnen werden kann, während bei der Einschalung der Fahrbahntafel mittels eines Rahmengerüstes diese bis auf das Anhängen an die Walzträger schon vor dem Verlegen der Träger fertiggemacht und als Hilfsgerüst beim Verlegen der Träger verwendet werden konnte. Bei kurzen Baufristen bringt die Verwendung eines fahrbaren Hilfsgerüstes also Zeitverluste wegen der Abhängigkeit des Beginnes der Einrüstung von dem Fortschritte des Verlegens der Träger. Da außerdem bei Verwendung eines fahrbaren Hilfsgerüstes die einzelnen Felder nur nacheinander eingeschalt werden können, sind im allgemeinen längere Einschalfristen notwendig.

Bei beiden Bauten überstiegen die Durchbiegungen der Trägertafeln während des Betonierens nicht die rechnerisch ermittelten Grenzen. Wenn sie bei der Brücke in km 131,7 DW etwas kleiner als bei der Brücke in km 130,7 DW waren, so ist dies wohl darauf zurückzuführen, daß der Untergrund für das Schalgerüst (Rahmengerüst) infolge Wasserzudranges nachgiebig geworden war, während das Schalgerüst der Brücke in km 131,7 DW ganz unabhängig vom Untergrunde aufgehängt war.

Beim Vergleich beider Schalungsweisen muß man dem System des fahrbaren Hilfsgerüstes wegen seiner wirtschaftlichen Vorteile den Vorzug geben, während bei kurzfristigen Bauten das Rahmengerüst schneller zur Fertigstellung führt.

Alle Rechte vorbehalten.

Strömungsuntersuchung an selbsttätigen Saugüberfällen.

Von Dipl.-Ing. **A. Hinderks,** Hannover.

(Schluß aus Heft 19.)

Die Inbetriebsetzung des Versuchstandes geschieht durch eine elektrisch angetriebene Kreiselpumpe, die das Wasser zunächst in einen mit Überlauf versehenen Hochbehälter von etwa 9,5 m³ Fassungsraum fördert, um die Stromschwankungen im Netz dem Versuchstande fernzuhalten. Vom Hochbehälter fließt das Wasser durch eine mit Regelschieber versehene Rohrleitung dem 2,26 m breiten Einlaufbecken zu und wird hier durch zwei aus flachen Holzstäben bestehende Rechen beruhigt. Nach Durchströmen des Hebers fließt das Wasser ab durch eine 0,46 m breite Holzrinne, in deren Boden eine Umlenkklappe eingebaut ist. Bei offener Klappe stürzt das ablaufende Wasser in das Unterwasserbecken, während es bei geschlossener Klappe einem Meßbecken von etwa 3 m³ Fassungsraum zufließt.

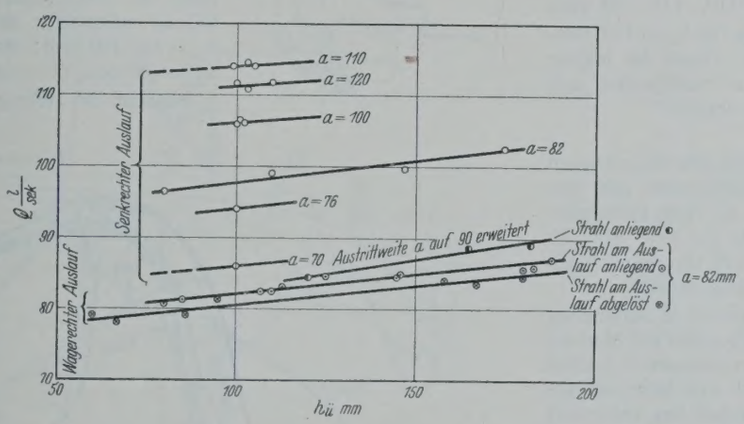


Abb. 13. Wassermengenmessungen am Hebermodell I.

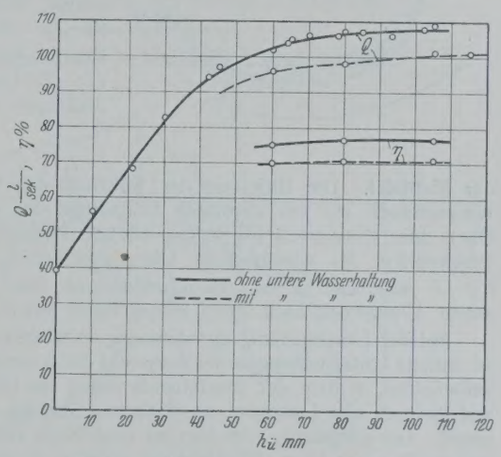


Abb. 14. Wassermengen und Wirkungsgrad für Hebermodell II.

Bei der Konstruktion des Modells I, Abb. 9 u. 11, wurden zwei Ausführungsarten des Auslaufs ins Auge gefaßt:

a) Auslauf wagerecht aus einem unteren Krümmer,

b) Senkrechter Ausschuß unmittelbar aus dem Heberschlauch.

Der Profilform wurde — als Beispiel einer etwa von der Praxis gestellten Aufgabe — die Forderung möglichst konstanten Druckverlaufs längs der Heberwand und möglichst geringer Unterdrücke in der oberen Krümmung zugrunde gelegt. Auf die nähere Ableitung der Form, die sich auf der Energiegleichung (Gl. 4) aufbaut, soll hier nicht eingegangen werden.

Der Modelleinlauf, der der Höhe nach dem vorhandenen Zulaufbecken angepaßt werden mußte, erscheint gegenüber üblichen Bauarten etwas eng, doch durfte angenommen werden, daß dadurch die Leistung des Hebers nur unwesentlich verringert und der Strömungsvorgang nicht nennenswert beeinflußt würde.

Im Auslauf wurde zunächst ein genügend weiter Krümmer angebracht und später eine Zusatzschablone nach einer photographischen Aufnahme des austretenden freien Strahls eingebaut. Die Wassermengen- und Druckmessungen wurden dementsprechend für abgelösten und am Profil anliegenden Strahl durchgeführt. Bei dem abgeänderten Modell mit senkrechtem Auslauf fällt diese Unterscheidung fort.

Eine weitere Abänderung des Heberschlauchs des Modells I wurde vorgenommen durch Erweiterung und Verengung des in Abb. 9 mit a bezeichneten engsten Querschnitts. Die Innenwand blieb dabei ungeändert. Um die Schwierigkeiten des Ausbauens und Wiedereinbauens der Schablonen zu vermeiden, wurde für die Modellausführung mit wagerechtem Auslauf nur eine Erweiterung des ursprünglichen $a = 82$ mm auf $a = 90$ mm durch vorsichtiges Zurückzwängen der Außenschablonen vorgenommen. Nach dem Umbau auf senkrechten Auslauf war nach Lösung der Blechverkleidung die Holzschablone von unten her zugänglich. Die Veränderung der Austrittweite konnte daher hierbei durch Wegnehmen von Holz oder Einlegen von Holzkeilen in weiteren Grenzen vorgenommen werden.

Die Form des Modells II (Abb. 10 u. 12) ist im wesentlichen dem bekannten Heynschen Saugüberfall („Wasseregel") nachgebildet. Die Kanalweite in dem geraden Kanalteile beträgt 110 mm, der Einlauf wurde verkürzt und die Einlaufhöhe auf 430 mm vergrößert. Die in der Doppelkrümmung im Heberschlauch liegende Anspringkante hat den Zweck, dem überfallenden Wasser vor dem Anspringen an der geeigneten Stelle das Überspringen auf die gegenüberliegende Wand zu ermöglichen. Der Innenraum des Hebers soll dadurch von der Außenluft abgeschlossen und das Absaugen der Luft im Heber eingeleitet werden. Verstärkt soll diese Wirkung werden durch eine untere Wasserhaltung, die eine größere Sicherheit gegen einen Luftzutritt von unten her in den teilweise entlüfteten Heber gewährleistet.

Bei den Versuchen sind als wichtigste Beurteilungsgrößen für die Modelle zu messen die Wassermenge, der Druckverlauf und die Anspringzeit. Die Messung der Wassermenge geschieht in dem genannten Meßbecken mit einer Genauigkeit von 2 %, die Messungsergebnisse sind in Abhängigkeit von der Überstauhöhe $h_{ü}$ über Heberkrone, die immer vor der Spiegelsenkung am Hebereinlauf gemessen wurde, für Modell I in Abb. 13, für Modell II in Abb. 14 dargestellt. Bei Modell I ist die Wassermenge bei senkrechtem Auslauf erheblich größer als bei Auslauf aus dem unteren, wagerecht mündenden Krümmer; bei Profilerweiterung steigt sie bis zu einer gewissen Grenze stark an, um dann wieder abzusinken, da die von unten her in das erweiterte Profil eindringende Luft den Strömungsvorgang ungünstig beeinflußt. Für das Modell II tritt eine Verringerung der Wassermenge nach Einbau der unteren Wasserhaltung (in Abb. 10 gestrichelt eingezeichnet) ein infolge einer damit verbundenen Verkleinerung des Hebergefälles.

Die Druckmessungen werden in bekannter Weise mit Piezometerrohren durchgeführt. Die Anbohrungen in der durch die Zinkblechverkleidung gebildeten Innen- und Außenwand des Hebers haben einen Durchmesser von 3 mm und sind innen schwach ausgerundet. Außen sind Schlauchtüllen aus Messing aufgelötet, die durch Schlauchzwischenstücke und Bleirohr von 5 mm l. W. mit den durch die Verschlußplatten der Wasserabdichtungsräume durchgelöteten Messingröhrchen verbunden sind. Von diesen führen in gleicher Weise Bleirohre zu den Glasrohren

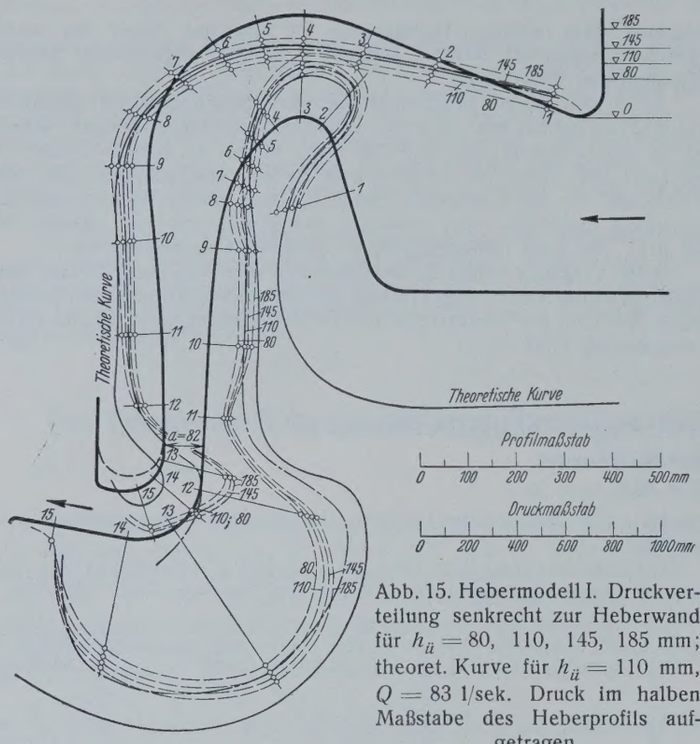


Abb. 15. Hebermodell I. Druckverteilung senkrecht zur Heberwand für $h_{ü} = 80$, 110, 145, 185 mm; theoret. Kurve für $h_{ü} = 110$ mm, $Q = 83$ l/sek. Druck im halben Maßstabe des Heberprofils aufgetragen.

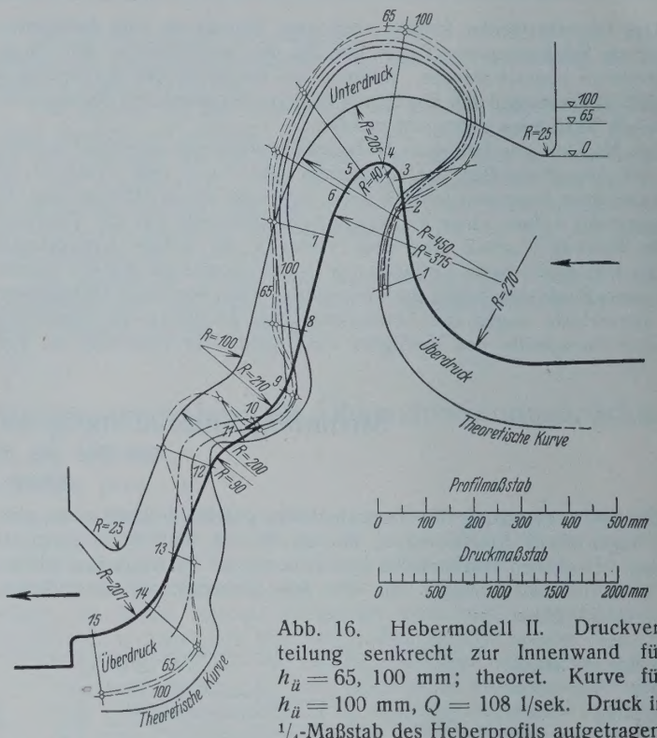


Abb. 16. Hebermodell II. Druckverteilung senkrecht zur Innenwand für $h_{ü} = 65$, 100 mm; theoret. Kurve für $h_{ü} = 100$ mm, $Q = 108$ l/sek. Druck in $^1/_4$-Maßstab des Heberprofils aufgetragen.

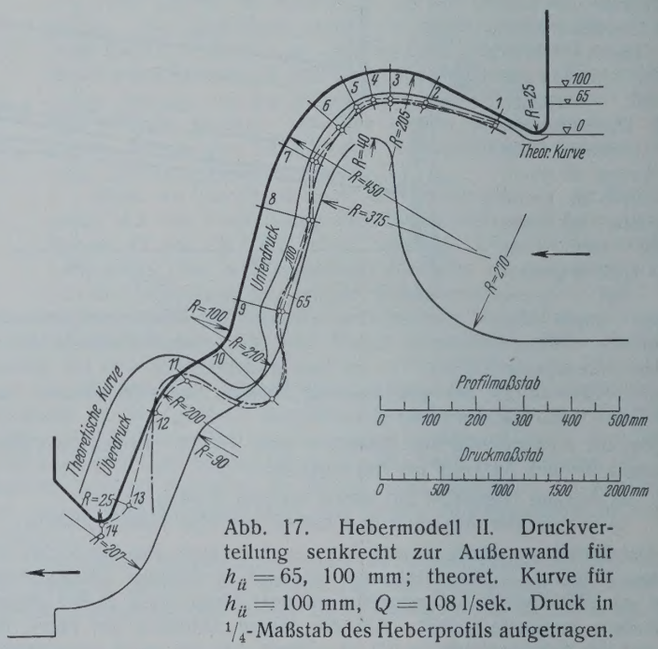


Abb. 17. Hebermodell II. Druckverteilung senkrecht zur Außenwand für $h_{ü} = 65$, 100 mm; theoret. Kurve für $h_{ü} = 100$ mm, $Q = 108$ l/sek. Druck in $^1/_4$-Maßstab des Heberprofils aufgetragen.

der Meßtafel. Die Differenz der während des Versuches abgelesenen Wasserstände mit der absoluten Höhenlage der Anbohrungen gibt den Über- oder Unterdruck für die betreffende Meßstelle an. Der gemessene Druckverlauf für verschiedene Überstauhöhen $h_{ü}$ ist in den Abb. 15 bis 17 senkrecht zu den Heberwandungen, und zwar Überdruck nach außen, Unterdruck nach innen in das Profil hinein, aufgetragen.

Bei der Untersuchung der Anspringverhältnisse wurde in Anlehnung an frühere Untersuchungen als Zeitpunkt des Anspringbeginns der Moment beibehalten, in dem der überfallende Strahl die Heberaußenwand berührt und dadurch den Luftraum oberhalb des Strahles von der Außenluft absperrt. Der Zeitpunkt, von dem an tatsächlich von außen her keine Luft mehr eindringen kann, ist allerdings nicht genau festzulegen, da der überspringende Strahl je nach den Wandkrümmungen, an denen er vor dem Abspringen entlangfließt, einen durch sekundäre Erscheinungen mehr oder weniger vom flachen Rechteck abweichenden Querschnitt erhält.

4. Auswertung und Ergebnisse.

Für die Gegenüberstellung des theoretischen und praktischen Druckverlaufs wurde die Energiegleichung für den an der Wand fließenden Wasserfaden aufgestellt und die Darstellung so gewählt, wie sie die Abb. 18 bis 21 zeigen. Darin stellt die Abszisse die abgewickelte Heberwand, die Ordinate die Energiegrößen in m Wassersäule dar. Die H-Werte sind für jeden Wandpunkt aus der Konstruktionszeichnung des Modells entnommen. Die an sich willkürliche Basis für H ist jeweils tiefer gelegt als der tiefste Wandpunkt, um negative H zu vermeiden. Die Geschwindigkeit an der Wand ist durch Differentiation der Φ-Kurve nach Gl. 7 ermittelt.

Auf einen Widerspruch muß hier noch eingegangen werden, der darin liegt, daß an der Wand selbst, an der der Druck gemessen wird, die Geschwindigkeit in Wirklichkeit = 0 ist. Im Einklang mit einer der Grundlagen der Prandtlschen Grenzschichtentheorie darf aber angenommen werden, daß die Grenzschicht mit dem auf 0 abfallenden Geschwindigkeitsverlauf sehr dünn ist und daß der der regulären, angenäherten Potentialströmung außerhalb der Grenzschicht zugehörige Druck sich durch die Grenzschicht hindurch praktisch konstant bis zur Wand fortpflanzt.

Aus den v-Werten ist die Geschwindigkeitshöhe $\frac{v^2}{2g}$ ermittelt und zu H hinzuaddiert. Die Energiekonstante E ergibt sich als Summe Höhe H des Oberwasserspiegels + Höhe $\frac{v_e^2}{2g}$ der Einlaufgeschwindigkeit. Die positive oder negative Differenz zwischen der Kurve $H + \frac{v^2}{2g}$ und der Konstanten stellt den theoretischen Druck $\frac{p}{\gamma}$ dar. Trägt man nun den gemessenen Druck an den betreffenden Wandpunkten additiv zur $H + \frac{v^2}{2g}$-Kurve mit ein, so werden die dabei erhaltenen Punkte nicht in das parallel zur Abszisse verlaufende Energieniveau fallen, sondern darunter bleiben und sich im Gesamtverlauf mehr oder weniger von ihm entfernen. Diese Differenz darf man mit einiger Annäherung als Druckverlust des in Wandnähe fließenden Wasserfadens auffassen, wobei stillschweigend die Annahme getroffen ist, daß die aus dem Potentialnetz ermittelte Geschwindigkeit tatsächlich längs der ganzen Wand vorhanden ist. Steigt die Summenkurve $H + \frac{v\,\text{theor.}^2}{2g} + \left(\frac{p}{\gamma}\right)$ gemessen an einer bestimmten Stelle wieder an, was gleichbedeutend mit einer Abnahme des Verlustes wäre, so muß hiernach angenommen werden, daß an der Stelle eine sekundäre Druckübertragung von einem anderen Wasserfaden her stattgefunden hat. Der hier gekennzeichnete Verlust darf naturgemäß nicht mit dem mittleren Energieverlust verwechselt werden und darf daher nicht verwendet werden für die Ermittlung des vielfach als „Wirkungsgrad" bezeichneten Abflußbeiwertes η, mit dem man die aus dem wahren Hebergefälle H_o (s. Abb. 1) erhaltene theoretische Geschwindigkeit im Austrittsquerschnitt $v = \sqrt{2\,g\,H_o}$ zu multiplizieren hat, um die wirklich auftretende Geschwindigkeit zu erhalten.

Bei dem hier etwas irreführenden Ausdruck „Wirkungsgrad" $\left(\eta = \frac{Q}{F\sqrt{2\,g\,H_o}}\right)$ ist zu beachten, daß, im Gegensatze zu der Definition

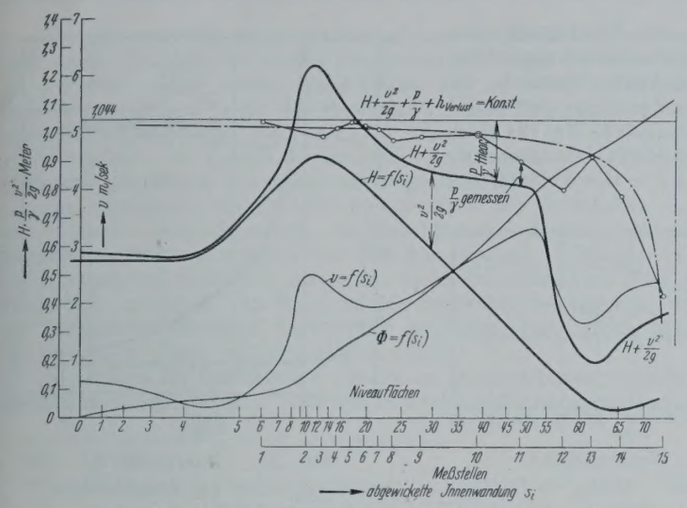


Abb. 18. Energieverlauf Hebermodell I, Innenwand.

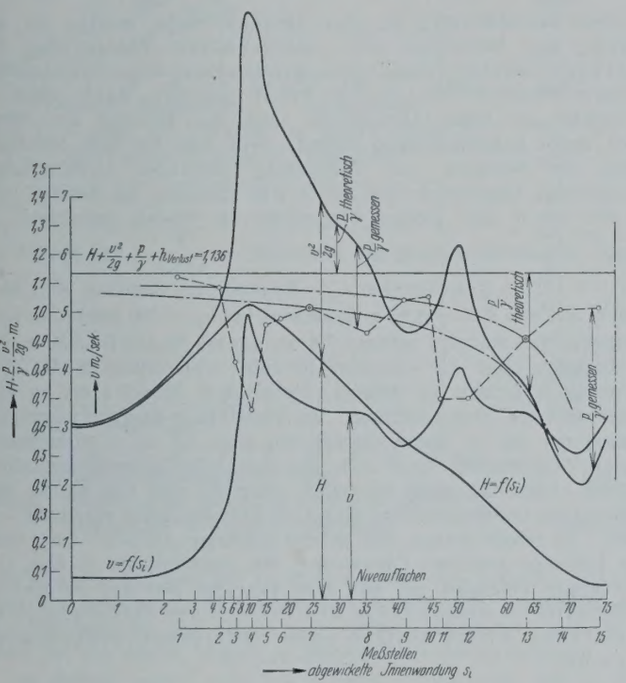


Abb. 20. Energieverlauf Hebermodell II, Innenwand.

bekannten älteren hydraulischen Formeln für den Energieverlust in geraden und gekrümmten Kanälen. Doch muß hierbei sehr vorsichtig vorgegangen werden, da diese Formeln ohne Rücksicht auf das Ähnlichkeitsgesetz, d. h. nach früherem ohne die Abhängigkeit von der Reynoldschen Zahl, aufgestellt und nur für bestimmte feste Formen, nicht für Übergangskrümmungen gültig sind.

Einige Ergebnisse der Anspringversuche sind in den Abb. 22 bis 24 wiedergegeben. Die Anspringzeit lag bei Modell I für wagerechten und

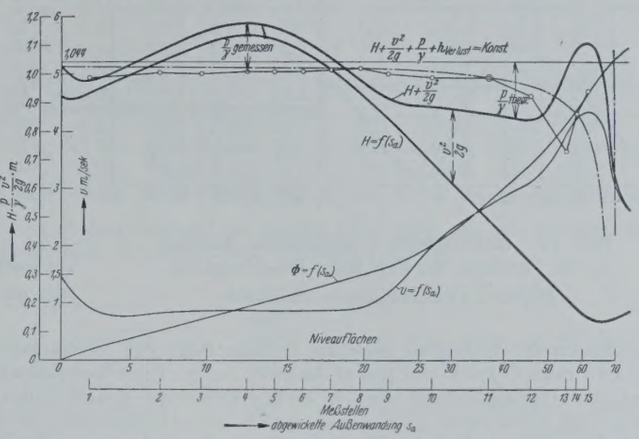


Abb. 19. Energieverlauf Hebermodell I, Außenwand.

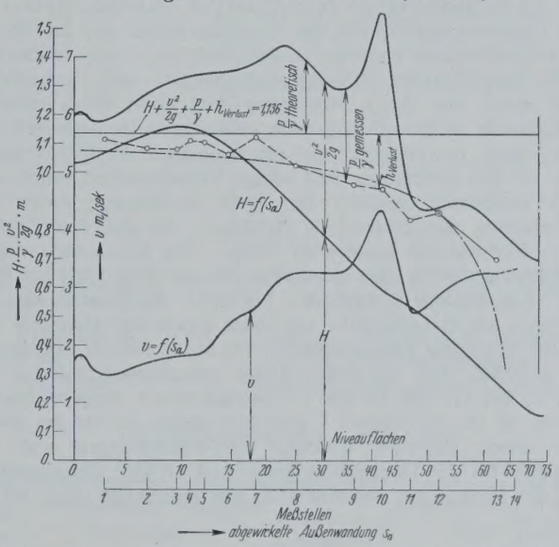


Abb. 21. Energieverlauf Hebermodell II, Außenwand.

im Maschinenbau, nicht die Ziffer η allein als maßgebend für den Gütegrad des Hebers anzusehen ist, vielmehr darf man eine Beurteilung von Heberformen nach dem Wirkungsgrade wegen anderer, von ihm unabhängiger, wichtiger Gesichtspunkte — in erster Linie gehört hierher das sichere Anspringen bei kleiner Einlaufüberstauung — nur sehr beschränkt vornehmen und in dieser Richtung nur Gruppen unter sich ähnlicher Heberformen miteinander vergleichen.

Von hoher praktischer Bedeutung ist es nun, daß für die verschiedensten Heberformen der Wert η bereits bekannt ist und man daher die Wassermenge, den Ausgangspunkt für die strömungs-theoretische Behandlung, für ein neues Modell mit einiger Sicherheit schätzen kann. In dieser Richtung ist auf die Dissertation W. Heyn[10]) sowie auf die Veröffentlichung der Mittleren Isar-A.-G.[11]) hinzuweisen, in denen η-Werte für die verschiedensten Modellformen angegeben sind. Die Werte schwanken zwischen 60 und 80 % und liegen bei hydraulisch günstigen Heberformen in der Regel zwischen 70 und 75 %. Für das vom Verfasser untersuchte Modell II sind die η-Werte in Abhängigkeit von $h_{ü}$ in der Abb. 14 dargestellt, während für Modell I auf die Ausrechnung der Werte verzichtet wurde, um irrige Vergleiche der oben beschriebenen Art zu vermeiden.

In der genannten Arbeit von Heyn ist insbesondere noch der Versuch gemacht, den η-Wert jeweils unmittelbar zu berechnen an Hand der senkrechten Auslauf je nach der Zuflußmenge zwischen 12 und 14 Sekunden. Der bei zu geringem Zufluß auftretende Pendelzustand, bei dem die Heberwirkung nach Absaugen einer bestimmten Wassermenge und Senken des OW-Spiegels aussetzt, um nach genügendem Wiederaufstau des Wassers von neuem zu beginnen, wurde näher untersucht bei der Modellform I mit senkrechtem Auslauf und graphisch dargestellt in Abb. 22 u. 23. Bei diesen Versuchen wurde die Wassermenge stark gedrosselt, so daß eine möglichst lange Periode der zeitlichen $h_{ü}$-Schwankung auftrat. Wie Abb. 22 zeigt, liegt der Höchstwert der Kurve für die Austrittweite $a = 82$ mm bei $h_{ü} = 80$ mm. Ein kleineres max $h_{ü}$ wurde auch bei weiterer Verkleinerung der Zuflußmenge, bei der dann nur die Periode länger wird, nicht mehr erreicht. Für die verschiedenen Austrittweiten zwischen $a = 70$ und 120 mm ist die größte Spiegelerhebung für kleine Zuflußmengen und möglichst lange Pendelperioden in Abb. 23 dargestellt.

Bei Modell II betrug die Anspringzeit, wie Abb. 24 zeigt, bei großen Zuflußmengen und ohne untere Wasserhaltung 7 bis 9 sek; nach Einbau der Wasserhaltung ging sie unter sonst gleichen Versuchsbedingungen auf 3 bis 4 sek herunter. Bei kleinen Zuflußmengen (Pendelzustand) betrug das kleinste max $h_{ü}$ der Pendelperiodenkurve $h_{ü} = f$ (Zeit) (vergl. Abb. 22) und damit die OW-Regeltoleranz etwa 50 mm gegenüber 80 mm bei Modell I.

Nach diesen Messungen ist also der Heber nach Modell II dem nach Modell I hinsichtlich der Anspringzeit und der Regeltoleranz, besonders nach Einbau der unteren Wasserhaltung überlegen, während bei Modell I die Druckverteilung längs der Wände erheblich günstiger ist, wie ein Vergleich der Abb. 15 mit Abb. 16 u. 17 unter Beachtung der verwendeten Druckmaßstäbe zeigt.

[10]) W. Heyn: Die Entwicklung des selbsttätigen Saugüberfalles zum Wasseregel D. R. P. und Beiträge zu seiner Berechnung. Dissertation. Hannover 1926.

[11]) Mittlere Isar-A.-G., Modellversuche über die zweckmäßigste Gestaltung einzelner Bauwerke. S. 22 u. f. Rom-Verlag, Charlottenburg.

Für die Vorausbestimmung der Beanspruchungen der Heberwände eines gegebenen Modells sowie insbesondere der Möglichkeit des Auftretens zu hoher Unterdrücke erweist sich der eingeschlagene Weg der Energiebehandlung mit Hilfe des Potentialnetzes als geeignet, wie die Eintragung der aus den Energiediagrammen Abb. 18 bis 21 erhaltenen theoretischen Druckkurven in die Abb. 15 bis 17 zeigt.

Wie die Untersuchung des Hebermodells I zeigt, bei dem für den Heberschlauch die Bedingung gleichen Druckes längs der Wände gestellt war, kann man ferner mit guter Annäherung einen bestimmten gewollten Druckverlauf durch entsprechende Querschnittsbemessung erreichen und damit auch den Unterdruck in der Krümmung durch probeweise ermittelte Formgebung und Durchrechnung mit Hilfe der Netzkonstruktion in zulässigen Grenzen halten.

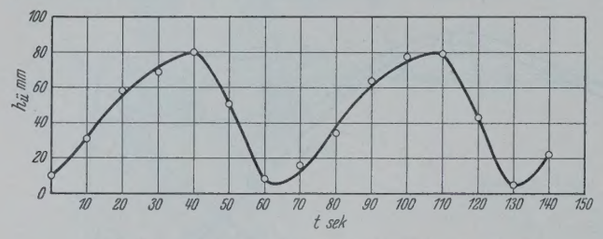


Abb. 22. Hebermodell I, senkrechter Auslauf. $h_ü$ als Funktion der Zeit beim Pendelzustand. Mittlere Zuflußmenge = 26,5 l/sek.

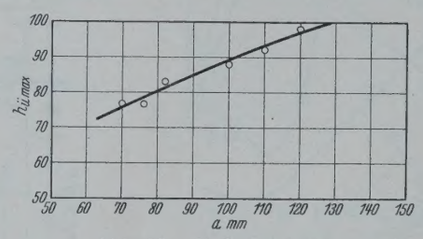


Abb. 23. Hebermodell I, senkrechter Auslauf. max $h_ü$ als Funktion der Austrittsweite a beim Pendelzustand.

Eine Gesetzmäßigkeit, die die Energieverluste des an der Wand fließenden Wasserfadens enthalten würde, läßt sich nach früherem zwar wegen der verschiedenen Störungserscheinungen nicht aufstellen. Es liegt aber nahe, den durch Messungen ermittelten Druckverlauf längs eines Heberprofils im Energiediagramm näherungsweise darzustellen durch einen Kurvenzug, der etwa aus nur einem einzigen Meßpunkt abzuleiten wäre; die für den praktischen Fall nötige Versuchsarbeit würde dadurch wesentlich vereinfacht werden. Eine gute Annäherung wurde erreicht durch Darstellung der E-Linie als Hyperbel, die aus den Asymptoten und einem Kurvenpunkt konstruiert wurde. Als Asymptoten wurde die ursprüngliche wagerechte Linie konstanter Energie ($E = 1{,}044$ bei Modell I, $E = 1{,}136$ bei Modell II) und die Lotrechte durch eine der letzten Potentiallinien am Heberaustritt, als fester Punkt der Hyperbel (in den Diagrammen besonders gekennzeichnet) ein Meßpunkt im geraden Heberschlauch gewählt. Die auf diese Weise gewonnenen Kurven sind in den Abb. 15 bis 17 und 18 bis 21 strichpunktiert eingezeichnet. Die Annäherung ist für das Modell I erheblich besser als für das Modell II, bei dem durch störende Wirkung der Krümmungen und Wirbelerscheinungen in der Doppelkrümmung und an der Anspringkante die Streuung der Meßpunkte, besonders an der Innenwand (Abb. 16), erheblich größer ist.

Bei Übertragung der Modelluntersuchung auf das ausgeführte Bauwerk ist aus den Druckmessungen oder, bei Fehlen von Modellmessungen, aus der theoretisch ermittelten Annäherung an den Druckverlauf weiter zu entnehmen, wie hoch für die untersuchten Profile der Vergrößerungsmaßstab oder wie groß etwa das Grenzgefälle des betreffenden Modells gewählt werden darf, ohne daß die Gefahr zu hoher Unterdrücke und der Bildung von Wirbelräumen durch Luftabscheidung auftritt. Will man bei dem Strömungsvorgang im Bauwerk zur Vermeidung störender Luftabscheidung einen größten Unterdruck von nur —8 m zulassen, so beträgt, wenn man mit min h den größten Unterdruck im Modell bezeichnet, die zulässige Linearvergrößerung des Modells $K = \frac{8}{\min h}$. Für Modell I mit min $h = -0{,}27$ m (gemessen bei $h_ü = 80$ mm) wird demnach $K \approx 30$, für Modell II mit min $h = -1{,}16$ m (gemessen bei $h_ü = 100$ mm) $K \approx 7$. Das Hebergefälle bei Modell I betrug 0,790 m, das bei Modell II 0,800 m. Man kann demnach, ohne das Auftreten zu hoher Unterdrücke in der oberen Krümmung befürchten zu müssen, Heber nach Modell I bis zu einem Gefälle von etwa 23 m ausführen. Bei Modell II ist dagegen störungsfreie Strömung nur bis zu einem Gefälle von etwa 5,5 m zu erreichen, bei stärkerer Vergrößerung kann sich der durch die Vergrößerungsziffer K geforderte Unterdruck nicht einstellen, vielmehr wird sich an der Innenkrümmung ein Luftwasserwirbel bilden, in dem der Druck unterhalb —8 m pendelt. Es erhellt daraus, daß für das zulässige „Gefälle" eines Hebers gleich Differenz zwischen Oberwasser und Austrittskante (s. Abb. 1) die 10-m-Grenze belanglos ist, daß man vielmehr bei der Bemessung des Gefälles in erster Linie auf die bei der Strömung in dem betreffenden Profil auftretenden Unterdruckverhältnisse zu achten hat.

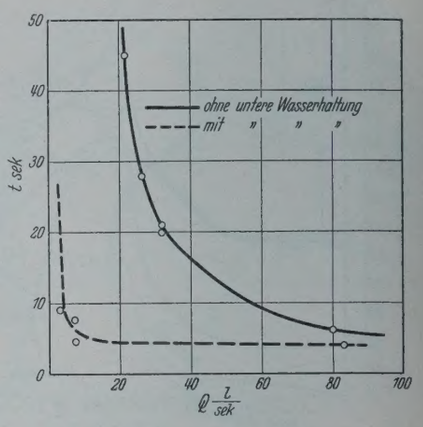


Abb. 24. Hebermodell II. Anspringzeiten bei verschiedenen Zuflußmengen.

Alle Rechte vorbehalten.

Versuche an Armco-Eisen.

Von Prof. **Müllenhoff**, Aachen.

Die in den letzten Jahren wieder sehr lebhaften Bestrebungen, unser Flußeisen (Flußstahl) durch ein besseres Material zu ersetzen, das auch, unter anderen Eigenschaften, möglichst rostfest sein soll, haben auch wieder die Aufmerksamkeit auf das Armco-Eisen gelenkt.

Dieses Eisen wird seit etwa zwanzig Jahren von der American Rolling Mill Co in Middletown, Ohio, ursprünglich unter dem Namen American Ingot iron hergestellt und nach den Ergebnissen von Korrosionsversuchen in verdünnter Schwefelsäure als besonders widerstandsfähig gegen Rosten bezeichnet. Einen kurzen Bericht über die Herstellung dieses Eisens, seine Zusammensetzung usw. habe ich in „Stahl und Eisen" 1910, S. 425 veröffentlicht. Meine Hoffnung, daß dieser Hinweis vielleicht auch ein deutsches Hüttenwerk veranlassen könnte, Versuche in ähnlicher Richtung aufzunehmen, scheint sich erst in der letzten Zeit erfüllt zu haben, da angeblich die Vereinigten Stahlwerke ein ähnliches oder gleiches Material herstellen sollen. Seit einigen Jahren versucht nun die American Rolling Mill Co ihre Erzeugnisse auch in Europa abzusetzen, und bei einer Anfrage aus Holland wurde einer deutschen Eisenbauanstalt die Verwendung dieses Eisens nahegelegt.

Die Leiter der Firma wandten sich um Auskunft über das ihnen unbekannte Material an mich und übermittelten mir im Verfolg der Verhandlungen Proben des Materials, um daran die Versuche vorzunehmen, deren Ergebnisse hier mitgeteilt werden sollen.

I. Die Rostversuche.

Die Widerstandsfähigkeit gegen Rosten kann durch Laboratoriumsversuche, bei denen der Widerstand gegen Angriffe verdünnter Säuren ermittelt wird, bekanntlich nicht sicher festgestellt werden. — Die Rostversuche im Freien erfordern zwar längere Zeit, geben aber, da das Rosten unter annähernd den gleichen Verhältnissen wie in den Bauwerken stattfindet, zuverlässigere Ergebnisse. Es wurden deshalb am Anfang des Jahres 1927 je zehn gleiche Proben aus Armco-Eisen und aus gewöhnlichem Flußeisen unter genau gleichen Bedingungen dem Angriff von Luft und Feuchtigkeit ausgesetzt. Nach je einem Monat wurde eine Probe entnommen und der Rostverlust festgestellt.

Um auch den Einfluß von besonders stark verunreinigter Luft, wie sie auf Hüttenwerken, Gaswerken u. dergl. vorkommt, zu erfassen, wurden ferner je zehn Proben der beiden Eisensorten auf dem Dache der Technischen Hochschule Aachen, d. h. in ziemlich reiner Luft, und in einem Schlote des städtischen Gaswerkes aufgehängt, durch den der Dunst abzieht, der sich entwickelt, wenn der aus den Retorten ausgestoßene Koks abgelöscht wird. Außer durch Wasserdampf, Kohlenoxyd und Kohlensäure ist dort die Luft auch durch Schwefel- und Stickstoffverbindungen (Schweflige Säure, Cyanwasserstoff u. a.) verunreinigt. Der mit dem Dunst hochgerissene Koksstaub setzte sich allerdings bald in ziemlich dicker Schicht um die Proben, und zwar war diese Schicht anfangs locker, wurde aber mit der Zeit fester und härter. Sie wurde deshalb vom dritten Monat an monatlich jeweils bei der Entnahme einer Probe durch Abklopfen soweit entfernt, als sie leicht absprang.

Da die Koksstaubschicht in den Zeiten, in denen kein Dunst abzog, die Feuchtigkeit festhielt, wird sich wohl ihr schützender und schädlicher Einfluß mehr oder minder aufgehoben haben.

Um den immerhin möglichen Einfluß einer verschiedenen Zusammensetzung der Walzhaut der beiden Eisensorten zu erfassen, wurden ferner sechs Monate später weitere zwei Reihen von je zehn Proben beider Materialien auf dem Dache der Hochschule und in dem gleichen Dunstabzugschlote aufgehängt, bei denen die Walzhaut auf beiden Seiten abgeschliffen war. Im ganzen wurden also je 40 Proben Armco-Eisen und Flußeisen ausgehängt, von denen zwei verlorengingen.

Die Aufhängung der Proben auf dem Dache der Technischen Hochschule geschah folgendermaßen. An dem hölzernen Geländer einer dort befindlichen Plattform wurden in etwa 3 m Abstand zwei Latten senkrecht befestigt und zwischen diesen in etwa 50 cm Abstand gut gewachste Hanfschnüre gespannt. An ihnen wurden die Proben an Haken aus stark mit Guttapercha isoliertem Kupferdraht aufgehängt, so daß sie allseits frei im Winde hingen und sich nicht berührten.

Die Proben im Dunstabzuge wurden an gleichen Haken an mehrere Holzstäbe gehängt, die quer durch den Dunstabzugschacht hindurch gingen.

I. Rostproben mit Walzhaut.

A. Im Freien. (Abb. 1 u. 2.) B. Im Gaswerk.

Alter in Monaten	Armco-Eisen Rostverlust in %	Armco-Eisen Rostverlust in mg/cm²	Flußeisen Rostverlust in %	Flußeisen Rostverlust in mg/cm²	Alter in Monaten	Armco-Eisen Rostverlust in %	Armco-Eisen Rostverlust in mg/cm²	Flußeisen Rostverlust in %	Flußeisen Rostverlust in mg/cm²
I	0,57	6,7	0,68	5,4	I	6,24	48,5	3,59	29
II	0,84	10,1	0,58	4,6	II	10,02	89,5	7,32	59
III	1,03	12,6	0,71	5,5	III	7,16	60,0	8,01	63
IV	1,51	18,8	1,77	14,5	IV	8,67	79,0	11,7	94
V	1,90	24,3	2,18	17,3	V	18,0	165	16,0	125
VI	2,08	23,2	3,54	27,5	VI	23,4	214	20,2	161
VII	3,22	28,7	3,03	24,6	VII	22,9	215	21,8	181
VIII	3,31	29,7	3,18	26,2	VIII	25,0	226	26,0	206
IX	3,58	32,9	3,46	25,2	IX	24,8	226	27,2	219
X	3,72	34,0	3,46	26,6	X	verlorengegangen			

Die Proben oberhalb der starken Linie sind nur mit Stahldrahtbürste, die unterhalb mit Bürste und chemisch entrostet.

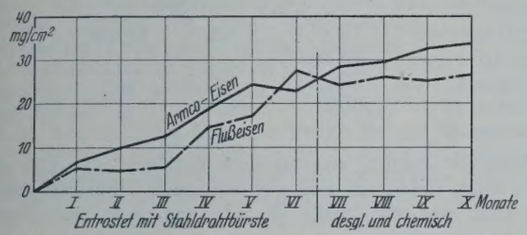


Abb. 1. Proben mit Walzhaut im Freien (Reihe A). Rostverlust in mg/cm² Oberfläche.

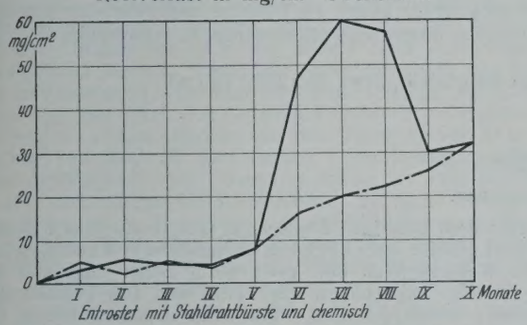


Abb. 3. Proben ohne Walzhaut im Freien (Reihe C). Rostverlust in mg/cm² Oberfläche.

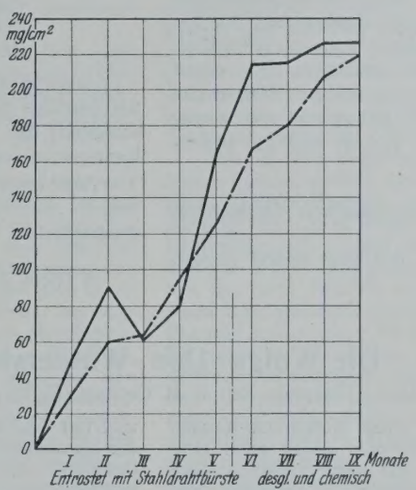


Abb. 2. Proben mit Walzhaut im Gaswerk (Reihe B). Rostverlust in mg/cm² Oberfläche.

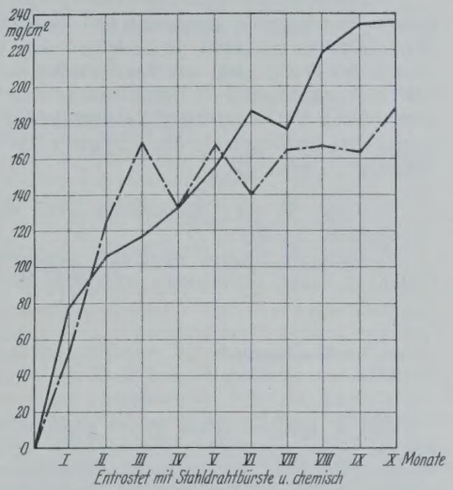


Abb. 4. Proben ohne Walzhaut im Gaswerk (Reihe D). Rostverlust in mg/cm² Oberfläche.

Durch diese Aufhängung frei im Raume dürfte das Auftreten elektrischer Ströme, die bekanntlich das Rosten stark beeinflussen, vermieden worden sein. Die Isolation der Haken war, soweit erkennbar, auch bei den Proben, die bis zuletzt hingen, in keinem Falle durchgescheuert.

Die Proben waren etwa 9 × 7 bis 8 × 5 cm groß und in Armco-Eisen 2,38 mm, in Flußeisen 2,15 mm im Mittel dick. Das Gewicht der Proben mit Walzhaut betrug ursprünglich aus Armco-Eisen etwa 90 g, aus Flußeisen etwa 60 g, das der Proben ohne Walzhaut aus Armco-Eisen etwa 73 g, aus Flußeisen etwa 55 g. Ihre chemische Zusammensetzung hat auf gütige Vermittlung von Herrn Prof. Dr.-Ing. Piwowarsky das Laboratorium des Stahlwerkes Hoesch untersucht. Sie zeigten im Mittel von je zwei Analysen, deren Einzelwerte nur wenig verschieden waren, folgende Zusammensetzung:

Gehalt an	C	P	Mn	S	Si	Cu
Armco-Eisen	0,04	0,010	0,07	0,0225	0,01	0,08 %
Flußeisen . .	0,05	0,019	0,295	0,0305	0,01	0,305 %

Es ist mir eine angenehme Pflicht, den Genannten herzlichst für die freundliche Unterstützung zu danken, besonders aber auch dem Dozenten an unserer Hochschule, Herrn Dr. Salmang, der die Proben vor den Versuchen gewogen, später entrostet und wieder gewogen hat. Die Entrostung geschah zunächst einfach durch Abbürsten mit einer Stahldrahtbürste, später wurden die Proben nach dem Abbürsten noch mit heißem Ätznatron und Zink behandelt, um auch die letzten Spuren des Rostes zu entfernen.

Es ergaben sich die in der nebenstehenden Tabelle zusammengestellten Rostverluste. Das Alter der Proben ist in Monaten vom Tage des Aushängens an gerechnet angegeben, der Gewichtsverlust in Prozenten des Gesamtgewichtes und in mg für 1 cm² Oberfläche.

Da die mittlere Dicke der Blechstreifen aus Armco-Eisen rd. 2,38 mm, der aus Flußeisen rd. 2,15 mm betrug (beide schwankten um etwa ± 3%), sind die Gewichtsabnahmen in Prozenten nicht unmittelbar vergleichbar. In den Abbildungen 1 bis 4 sind deshalb die Rostverluste in mg/cm² Oberfläche für die beiden Eisensorten aufgetragen.

Hierzu ist zu bemerken: Mehrfach haben Proben, die länger den Angriffen der Luft oder des Schwadens im Dunstschlot des Gaswerkes

II. Rostproben ohne Walzhaut.

C. Im Freien. (Abb. 3 u. 4.) D. Im Gaswerk.

Alter in Monaten	Armco-Eisen Rostverlust in %	Armco-Eisen Rostverlust in mg/cm²	Flußeisen Rostverlust in %	Flußeisen Rostverlust in mg/cm²	Alter in Monaten	Armco-Eisen Rostverlust in %	Armco-Eisen Rostverlust in mg/cm²	Flußeisen Rostverlust in %	Flußeisen Rostverlust in mg/cm²
I	0,33	2,8	0,71	4,7	I	9	77	8,43	54
II	0,62	5,3	0,35	2,2	II	12,44	106	18,8	125,5
III	0,49	4,4	0,71	4,7	III	13,7	117	24,5	169
IV	0,47	4,1	0,59	3,9	IV	15,3	133	20,2	132
V	0,84	7,4	1,16	7,3	V	18,0	156	25,3	168
VI	5,30	46,6	2,41	15,5	VI	21,8	188	21,0	140
VII	7,17	59,8	3,16	19,6	VII	20,4	177	24,2	164
VIII	6,57	57,5	3,45	22,0	VIII	25,4	220	24,8	167
IX	3,37	29,2	3,83	25,8	IX	27,3	235	24,5	164
X	3,65	31,9	4,88	31,9	X	26,7	237	27,7	188

Alle Proben mit Stahldrahtbürste und chemisch entrostet.

ausgesetzt waren, kleinere Rostverluste gehabt als die kürzer ausgesetzten Proben. Am auffälligsten ist das bei der Reihe D Flußeisen (Abb. 4), wo die drei Monate alte Probe 169 mg/cm², die sechs Monate alte Probe nur 140 mg/cm² Verlust zeigt, und bei den Proben Reihe C Armco-Eisen, wo die sechs, sieben und acht Monate alten Proben fast doppelt so hohen Rostverlust hatten als die neun und zehn Monate alten Proben.

Eine Erklärung für diese auffällige Tatsache habe ich nicht. Bei den Proben im Gaswerk (Abb. 4) könnte vielleicht das Abklopfen der dicken Schicht von Koksstaub trotz aller angewendeten Vorsicht zu den starken Schwankungen beigetragen haben. Bei den Versuchen im Freien versagt aber diese Erklärung, da die Proben die ganze Zeit vollkommen unberührt gehangen haben.

Während das Entrosten anfangs mit einer Stahldrahtbürste leicht vor sich ging, wurde es mit zunehmender Tiefe des Rostangriffes immer schwieriger, und es bestand die Gefahr, daß entweder der Rost nicht völlig entfernt wurde oder durch zu scharfes Bürsten auch metallisches Eisen mitgenommen wurde. Es wurde deshalb beim Entrosten von Probe B VI und A VII an nur leicht gebürstet und der Rest des Rostes chemisch

entfernt; die Proben der Reihe II, ohne Walzhaut, sind alle so entrostet worden.

Wenn auch wegen der Kleinheit der Proben und ihrer geringen Anzahl die Versuche wohl keinen endgültigen Schluß zulassen, so scheint mir doch das aus den Versuchen hervorzugehen, daß die angeblich größere Widerstandsfähigkeit des Armco-Eisens gegen den Rostangriff unter den hier vorliegenden Verhältnissen nicht vorhanden war. Da sich das Armco-Eisen in Amerika gut bewährt haben soll, ist das vielleicht nur ein Zufallergebnis. Die Zerreißversuche lassen es nämlich wahrscheinlich erscheinen, daß die Tafel, aus der die Proben geschnitten waren, zu kalt fertig gewalzt worden war, so daß das Eisen kalt verformt war. Es ist aber bekannt [1]), daß kaltverformtes Eisen durch Ätzmittel leichter angegriffen wird, je höher der Reckgrad ist. Da ist es wahrscheinlich, daß auch die Luft und ihre Verunreinigungen stärkeres Rosten hervorrufen.[2])

II. Zerreißversuche.

Außer den beschriebenen Rostversuchen wurden Zerreißversuche an Flachstäben aus Armco-Eisen und Flußeisenstäben von annähernd gleicher Dicke vorgenommen.

Während die Flußeisenstäbe durchaus normale Werte für die Elastizitätsgrenze, Streckgrenze, Festigkeit und Elastizitätsmaß ergaben und nur die Bruchdehnung mit etwa 15% hinter den üblichen Werten zurückblieb — was bei Proben von nur 2 mm Stärke ja nichts auffälliges ist — ergab sich bei genau gleicher Durchführung der Versuche an den Stäben aus Armco-Eisen im Mittel die Elastizitätsgrenze bei 1400 kg/cm², die Streckgrenze bei 2075 kg/cm², die Festigkeit zu 2750 kg/cm² und die Bruchdehnung zu etwa 27%.

[1]) Vergl. Sachs, Die Grundbegriffe der mechanischen Technologie der Metalle, S. 125.

[2]) Auch an Trägern zeigt sich bekanntlich der Rost zuerst in den Linien, in denen Fließfiguren erkennbar werden.

Der Bestimmung des Elastizitätsmaßes stellten sich anfangs Schwierigkeiten entgegen, da sich der Querschnitt der Stäbe stark verwölbte, bis zu $^1/_{10}$ der Stabbreite. Diese Erscheinung, die ja auch an Flachstäben aus gewöhnlichem Flußeisen mitunter auftritt, ist m. W. noch nicht befriedigend erklärt. Vielleicht läßt sie sich durch innere Spannungen infolge zu kalten Fertigwalzens erklären, wenn man annimmt, daß die entstandenen Reckspannungen über die Dicke des Bleches nicht gleichförmig verteilt sind.

Nachdem dann neues Material beschafft war, das etwas dicker war, ließ mein Kollege, Herr Prof. Dr. Rötscher, durch Herrn Dipl.-Ing. Hennes im Laboratorium für mechanische Technologie einige weitere Versuche ausführen. Und zwar wurden Stäbe untersucht, deren Walzhaut abgeschliffen war, um den bei den dünnen Blechen immerhin möglichen Einfluß der Walzhaut auszuschalten. Es ergaben sich u. a. folgende Werte:

Stabbreite	2,80	2,82	cm
Stabdicke	0,377	0,370	„
Elastizitätsgrenze	1300	1200	kg/cm²
Fließgrenze	3000	[3])	„
Zugfestigkeit . . .	3530	3540	„
Elastizitätsmaß . .	2120000	2084000	„
Bruchdehnung . .	33	21	%

Auch diese Versuche führten also zu dem Ergebnis, daß sich die untersuchten Stäbe nicht wesentlich von gewöhnlichem Flußeisen unterschieden, daß sie aber, was auf Zufall beruhen kann, kein sehr gleichförmiges Material zu sein scheinen.

Allerdings dürften auch hier größere Versuchsreihen erforderlich sein, um ein abschließendes Urteil bilden zu können, und besonders bei den mechanischen Versuchen wären dazu dickere Bleche erforderlich.

[3]) Nicht genau festgestellt, etwa bei 2600 kg/cm².

Alle Rechte vorbehalten.

Die Wolga-Don-Wasserstraße.

Vom Geheimen Baurat **M. Contag**, Berlin-Friedenau.

Der in Rußland schon früher geplante Bau eines Wolga-Don-Kanals, der die bisher getrennten Stromgebiete verbinden und damit auch eine Wasserverbindung des Kaspischen Binnenmeeres mit dem Schwarzen Meer schaffen würde, soll nunmehr zur Ausführung gelangen. Es soll hier nicht die große wirtschaftliche Bedeutung der neuen Schiffahrtstraße für das Russische Reich näher erörtert werden. Hierüber hat der Leiter des Vorarbeitenamtes, Prof. Aksamitny, auf der Russischen Handelsdelegation zu Berlin am 15. November v. J. einen ausführlichen Vortrag gehalten, in dem auch der Bauentwurf in technischer Hinsicht eingehend erläutert wurde. (Vergl. auch die kurze Mitteilung in der „Bautechnik“ 1928, Heft 51, S. 750 über eine Kanalverbindung zwischen Wolga und Don.)

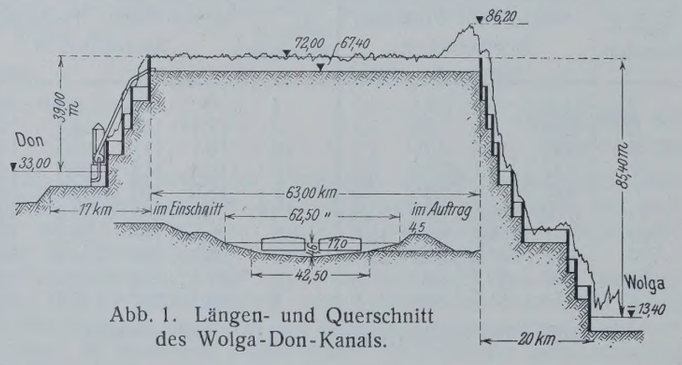


Abb. 1. Längen- und Querschnitt des Wolga-Don-Kanals.

Die eigenartige technische Ausgestaltung des großzügigen Planes wird die deutsche Fachwelt interessieren, und seine spätere Bauausführung wird auch für deutsche Unternehmerkreise von Bedeutung sein, denn man rechnet dabei, wenn nicht in finanzieller, so doch in technischer Hinsicht auf die Mithilfe Deutschlands.

Der Bauentwurf der neuen Wasserstraße, der nachstehend kurz beschrieben werden soll, besteht aus zwei Teilen von ganz verschiedenem Charakter, nämlich:

I. aus dem 100 km langen Wolga-Don-Kanal (Abb. 1) und

II. aus der 500 km langen zu kanalisierenden Stromstrecke des Don.

I. Der Wolga-Don-Kanal.

Mit Rücksicht auf den Wolgaschiffsverkehr mußte dem neuen Kanal ein Schiffstyp mit 4800 t Ladefähigkeit zugrunde gelegt werden, der die größten Rheinschiffe bei weitem übertrifft und zu außergewöhnlichen Abmessungen des Kanalquerschnittes führt.

Ein Blick auf den Lageplan (Abb. 2) zeigt, daß die Wolga sich dem Don bei Stalingrad bis auf 60 km in der Luftlinie nähert. Die Wasserscheide liegt, wie aus Abb. 1 ersichtlich, an ihrem tiefsten Punkte südlich Stalingrad 86,2 m über dem Meer bezw. 99,6 m über dem Wolgaspiegel und nur 55,3 m über dem künftigen Stauspiegel des Don. Eine Führung der Kanallinie in der Luftlinie verbot sich aus technischen und geologischen Gründen, weil die Wasserscheide dort etwa 40 m höher liegt und die Sandüberlagerung der im allgemeinen aus Lehm und Ton bestehenden Schichten Rutschungen befürchten ließ. Von einer Durchtunnelung der Wasserscheide mußte, ebenso wie von Schiffshebewerken, wegen der großen Schiffabmessungen von vornherein abgesehen werden. Die in Abb. 2 eingetragene Linie schließt sich dem Gelände tunlichst an und hat

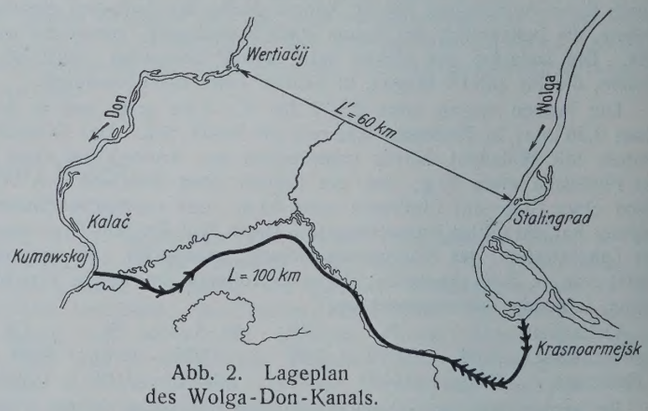


Abb. 2. Lageplan des Wolga-Don-Kanals.

daher eine Längenentwicklung von 100 km. Wird der Spiegel der Scheitelhaltung auf + 72 m über dem Meer gelegt, so beschränken sich die großen Einschnittarbeiten auf eine kurze Strecke beim Abstieg zur Wolga. Der kleinste Krümmungshalbmesser beträgt 1000 m, eine Spiegelverbreiterung in gekrümmten Strecken ist nicht vorgesehen.

Der Aufstieg von der Wolga zur Scheitelhaltung geschieht mittels 9 offener Kammerschleusen. Bei dem Wasserwechsel von 10,25 m mußte die erste hochwasserfrei angeordnete Schleuse ein größtes Gefälle von 11 m erhalten, während die weiteren 8 Schleusenstufen das gleiche Gefälle von 9,3 m haben. Der Abstieg von der Scheitelhaltung zu dem um 39 m tiefer liegenden Stauspiegel des Don soll durch 4 Schleusen von je 9,75 m Gefälle bewirkt werden. Das dem Kanalbau zugrunde gelegte Schiff von 4800 t Tragfähigkeit hat bei 120 m Länge und 17 m Breite einen Tiefgang von 2,85 m. Danach wurden die Abmessungen der Schleusenkammer auf 130 m nutzbare Länge, 18 m Torweite und 3,6 m Drempeltiefe festgesetzt. Die Schleusen sollen in Eisenbeton hergestellt werden und am Oberhaupt einen Klapptorverschluß, am Unterhaupt Stemmtore erhalten. Bei einem Hubtorverschluß hätte man 10 m Kammerlänge sparen und die Bedienung wesentlich erleichtern können, aber behördlicherseits war eine lichte Durchfahrthöhe von 14 m für den ganzen Kanalbau verlangt worden.

Danach kam ein Hubtorverschluß nicht in Frage, obgleich bei 13 Schleusen durch die Verkürzung der Kammerlänge die Kosten einer ganzen Kammer erspart und die Füllungskosten verringert werden konnten. Auch der Bau fester Brücken würde dadurch so erschwert werden, daß man für Querverbindungen über den Kanal Seilfähren in Aussicht genommen hat. Zur Füllung und Entleerung der Schleusenkammer dienen große Umlaufkanäle, die oben durch Walzen, unten durch Schützen absperrbar sind. Die Leistungsfähigkeit einer Schleuse ist bei Annahme eines durchschnittlichen Ladevermögens der Schiffe von 3700 t und bei einer Schiffahrtperiode von 196 Tagen und 24 Schleusungen am Tag zu 17,5 Mill. t ermittelt. Von der Anlage von Doppelschleusen oder Sparbecken neben der Schleuse hat man abgesehen, obwohl die Scheitelhaltung auf künstliche Speisung angewiesen sein wird. Der Querschnitt des Kanals ist, wie aus Abb. 1 zu ersehen, nach dem Vorbild unserer deutschen Kanäle muldenförmig gestaltet. Die größte Wassertiefe beträgt 4,6 m, der Wasserquerschnitt 214 m², entsprechend dem 4,7 fachen Tauchquerschnitt des größten Schiffes. Dieser Querschnitt ist mehr als doppelt so groß wie derjenige des Mittellandkanals. Die Kanalböschungen verringern ihre Neigung von 1 : 1,5 auf 1 : 2 und 1 : 4 bis zur Sohle. Die Böschung 1 : 2 erhält in Höhe des Wasserspiegels eine ausgedehnte Abpflasterung. In den Auftragstrecken von zusammen 22 km Länge ist eine 0,5 m starke Tonschicht zur Dichtung vorgesehen. Die größte Einschnittiefe in der Scheitelhaltung übersteigt nicht 18,8 m.

An beiden Endpunkten des Kanals an der Wolga und am Don sind zur Ansammlung der Schiffe große Vorhäfen vorgesehen, die im Winter als Schutzhäfen, sowie für Lösch- und Ladezwecke genutzt werden können. Der Kanal ist mit breiten Leinpfaden versehen, und 55 Raupenschlepper zu je 45 PS sollen bei einer Geschwindigkeit von 3,6 km/h einen Güterverkehr von 7 Mill. t bewältigen. Bei weiterer Steigerung des Verkehrs kann später ein Schiffszug mit Elektrolokomotiven eingerichtet werden.

Da eine ausreichende natürliche Wasserversorgung der 63 km langen Scheitelhaltung nicht möglich sein wird, soll die Speisung mit dem errechneten Bedarf von 17 m³/sek mittels eines Pumpwerkes vom Don aus durchgeführt werden. Durch die erste unterhalb der Kanalmündung im Don zu errichtende Stauanlage wird dessen Spiegel auf 33 m über dem Meer festgelegt, und durch den Nebenfluß Korowka gelangt das Wasser zu dem Pumpwerk. Dieses erfordert bei einer Hubhöhe von 39 m eine Maschinenleistung von 16400 PS und enthält 7 Pumpenaggregate von je 3 m³/sek Leistungsfähigkeit. Die Stromversorgung des Pumpwerkes wird von der im Bau befindlichen Überlandzentrale Stalingrad übernommen und durch eine 57 km lange Fernleitung mit 66000 V Spannung übermittelt werden. Infolge der Möglichkeit, die Speisung des Kanals hauptsächlich in die Nachtzeit zu verlegen, wird ein äußerst niedriger Strompreis erreichbar sein, so daß die Selbstkosten sich auf nur $1^1/_3$ Pf. für das m³ Speisewasser stellen werden. Dadurch macht sich die Anlage kostspieliger Wasserspeicher an den einzelnen Schleusen überflüssig. Auf der Wasserscheide können übrigens jährlich noch etwa 29 Mill. m³ aus natürlichem Abfluß gewonnen werden, die zur Frühjahrsfüllung des Kanals mit verwendet werden sollen. Die zur Deckung des Wasserverbrauches der Schleusen und für die sonstigen Verluste notwendige Wassermenge, die das Pumpwerk zu fördern haben wird, ist auf jährlich 261 Mill. m³ ermittelt.

Die gesamte Erdbewegung von 33 Mill. m³ soll zu 70% mit Baggermaschinen, zu 30% im Spatenbetrieb bewirkt werden, um dabei eine größere Zahl von Arbeitern zu beschäftigen. Die Bauwerke werden nach den vorliegenden Massenberechnungen 70 000 m³ Betonmauerwerk und 10 000 t Eisen erfordern. Nach einem ausführlichen Kostenvoranschlag werden die Baukosten der 100 km langen Kanalstrecke alles in allem 240 Mill. R.-M. betragen, wovon auf die Erdarbeit etwa 70 Mill., auf die 13 Schleusen etwa 80 Mill. und auf Sonstiges etwa 90 Mill. R.-M. entfallen.

Der ziemlich hohe Kilometerpreis von 2,4 Mill. R.-M. kann angesichts der sehr großen Querschnitt- und Schleusenabmessungen, die dem Kanal den Charakter eines Seekanals geben, nicht überraschen. Die Bauzeit ist auf 5 bis 6 Jahre veranschlagt, sie wird aber wohl infolge der durch die klimatischen Verhältnisse erforderlichen langen Winterruhe kaum einzuhalten sein.

Eine Ausnutzung der Schleusengefälle zum Kraftgewinn kommt bei der billigen Stromversorgung durch die benachbarte Kraftzentrale nicht in Frage. Am Don erschweren die Hochwasserverhältnisse die Anlage von Kraftwerken, und am Wolgaabstieg würde die Wirtschaftlichkeit des theoretisch durch eine Stollen- und Druckrohrleitung auszunutzenden Gefälles von 85 m dadurch sehr vermindert sein, daß das Kraftwasser erst vom Don auf 39 m künstlich gehoben werden muß.

II. Die Donkanalisierung.

Der Don besitzt ein Niederschlagsgebiet von 430 259 km², das also dreimal so groß ist wie das der Elbe. Dementsprechend übertrifft auch seine Wasserführung von 120 m³/sek bei NW und 13000 m³/sek bei HW bei weitem die Abflußmenge der Elbe. Das Stromgefälle ist verhältnismäßig gering und stellt sich auf der unteren Strecke von Kalatsch bis Rostow, die durch Vollkanalisierung für die Großschiffahrt ausgebaut werden soll, auf durchschnittlich 1 : 15000. Die Ufer sind im allgemeinen flach und werden bei HW meilenweit überschwemmt. Der Don hat nur geringe Sinkstoffführung, auch keinen schweren Eisgang, wie die Wolga. Sein Stromlauf befindet sich aber noch im Urzustande, wie etwa der Oberrhein vor 100 Jahren. Stromteilungen, Inseln, Sandbänke und scharfe Krümmungen kennzeichnen den verwilderten Zustand. Trotzdem findet in den Sommermonaten von Woronesch abwärts Kleinschiffahrt statt, und zwischen Kalatsch und Rostow besteht regelmäßiger Dampferverkehr. Der jetzige Jahresverkehr der Donschiffahrt wird auf etwa eine Million Gütertonnen angegeben.

Nach dem vorliegenden Kanalisierungsplan sollen auf der 500 km langen Strecke Kalatsch — Rostow 10 Staustufen mit Schiffschleusen eingebaut und das Fahrwasser zwischen diesen lediglich durch Baggerung auf die erforderliche Fahrtiefe von 3 m gebracht werden. Ob dies ohne Herstellung eines einheitlichen Stromschlauches, ohne Durchstiche und Seitenkanäle möglich sein wird, erscheint fraglich. Die Länge der Haltungen zwischen den 10 Staustufen schwankt zwischen 26 und 77 km, das Schleusengefälle bei NW zwischen 2,3 und 4,9 m.

Der im Bau begriffene Seekanal von Taganrog nach dem Umschlaghafen Rostow gehört nicht zu dem Kanalisierungsplan, auch nicht die große Eisenbahnbrücke über den Don oberhalb Rostow, die eine Stromöffnung von 150 m Weite bei 14 m lichter Durchfahrthöhe besitzt. Diese Lichtmaße sollen nach behördlicher Vorschrift auch für die Überbauten auf der Kanalisierungsstrecke maßgebend sein. Dadurch würde jedoch der Bau und Betrieb der 10 beweglichen Wehre ungemein erschwert, wenn nicht praktisch unmöglich gemacht werden. Nach dem gegenwärtigen Entwurf sollen diese Wehre nach dem „System Poiret“ gebaut werden. Es sollen in der 150 m weiten Wehröffnung auf durchgehender Grundschwelle mit Sturzbett 100 eiserne, bis 10 m hohe Wehrböcke mit Abstand von 1,5 m stehen, die den Stau durch einzulassende hölzerne Schütztafeln herstellen. Diese Wehre müßten im Frühjahr nach Ablauf des Hochwassers aufgerichtet und im Herbst niedergelegt werden. Wie die Bewegung der großen Wehrböcke und die Regelung des Schützenverschlusses ohne eine darüber befindliche Dienstbrücke stattfinden soll, ist nicht verständlich. Eine Dienstbrücke von 150 m Stützweite mit der Unterkante 14 m über dem Wasser würde sich auch nicht zur Wehrbedienung eignen. Vielleicht könnten hier Kabelkrane in Frage kommen.

Einfacher wäre es jedenfalls, wenn für das Wehr drei Öffnungen zu je 50 m zugelassen würden und die Lichthöhe auf die Hälfte beschränkt werden könnte. Dann ließe sich recht wohl eine Walzenwehranlage nach dem Vorbilde des im Donaukachlet ausgeführten Stauwerkes zur Ausführung bringen. Man will übrigens über die zweckmäßigste Wehrbauweise noch das Gutachten ausländischer Sachverständigen einholen. Vielleicht empfiehlt sich auch ein öffentliches Preisausschreiben.

Im unmittelbaren Anschluß an jedes Wehr soll uferseits die Schiffschleuse erbaut werden, und zwar in derselben Bauweise wie beim Kanal, jedoch mit einer nutzbaren Kammerlänge von 160 m, um außer dem Schiff noch einen Schlepper aufnehmen zu können. Da die Schleusenplattform doch hochwasserfrei liegen muß, werden bei jeder Stauanlage noch umfangreiche Dammbauten mit Flutöffnungen auszuführen sein.

Unter diesen zum Teil noch ungeklärten Verhältnissen wird der ausgearbeitete Voranschlag für die ganze Kanalisierung in Höhe von 120 Mill. R.-M. schwerlich ausreichen, und außerdem wird mit Rücksicht auf die Arbeitsunterbrechungen durch Hochwasser mit einer sehr viel längeren Bauzeit zu rechnen sein als beim Bau des eigentlichen Wolga-Don-Kanals.

Nur unter gleichzeitiger Betriebseröffnung dieses Kanals und der anschließenden Donkanalisierung kann aber die neue Verbindung der Wolga über den Don mit dem Schwarzen Meer praktisch ins Leben treten. Dann wird allerdings eine der bedeutendsten Binnenschiffahrtstraßen Europas geschaffen sein, deren Planung schon heute in hervorragendem Maße die Beachtung der Deutschen Fachwelt verdient.

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 20. Mai erschienene Heft 10 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Dipl.-Ing. E. Pehl: Wiederherstellung einer während des Baues durch Brand zerstörten Kohlenwäsche in Eisenbeton. — Dr.-Ing. M. Genel: Druckfestigkeit, Biegefestigkeit des Betons bei verschiedenen Wasser-Zementfaktoren, Feinheitsmoduli und größte Korngrößen. — Dr. techn. Ing. A. Habel: Wärmespannungen in zweizelligen Eisenbetonbehältern für heiße Flüssigkeiten. — P. W. Werner: Über die konstruktive Ausbildung ebener Stauwände. — Ing. K. E. Hoffmann: Zur Dimensionierung von Plattenbalken.

Ausstellung für Schiffbau, Hafenbau, Wasserbau, Hochbau, Straßenbau in Danzig. Zum Jubiläum der Technischen Hochschule Danzig, Mitte Juli d. J., soll eine große Ausstellung für Schiffbau, Hafenbau, Wasserbau usw. in Danzig veranstaltet werden. Der Präsident des Danziger Senats, Dr.-Ing. ehr. Sahm, hat sich bereit erklärt, das Protektorat über die Veranstaltung zu übernehmen, und Rektor und Senat der Technischen Hochschule sind als Förderer im Prospekt genannt, dem wir auch entnehmen, daß von der Danziger Hochschule die Professoren Hoepfner, Kloeppel, Lienau und Geheimrat F. W. Otto Schulze dem Organisationskomitee der Ausstellung angehören.

Die Beschickung der Veranstaltung wird voraussichtlich eine sehr gute sein. Der Hochschule selbst sind 300 m² zur Verfügung gestellt worden, um ihr Werden und Wirken in den nun beendeten 25 Jahren zu zeigen. Die Danziger und die deutsche Schiffbau- und Hafenbau-Industrie haben auch bereits Plätze belegt. Umfangreich wird die Abteilung Schiffsausrüstung und Schiffsausstattung, an der zahlreiche deutsche Firmen besonderes Interesse haben, zumal die östlichen außerhalb Deutschlands liegenden Werften alle Gegenstände der Schiffsausrüstung aus Deutschland beziehen müssen. — Auskünfte erteilt die Generalvertretung, Hamburg 1, Bankstr. 65.

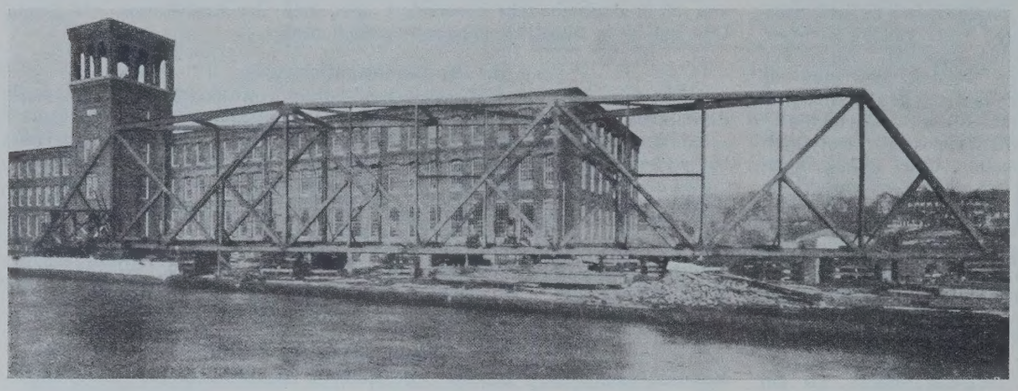


Abb. 1.

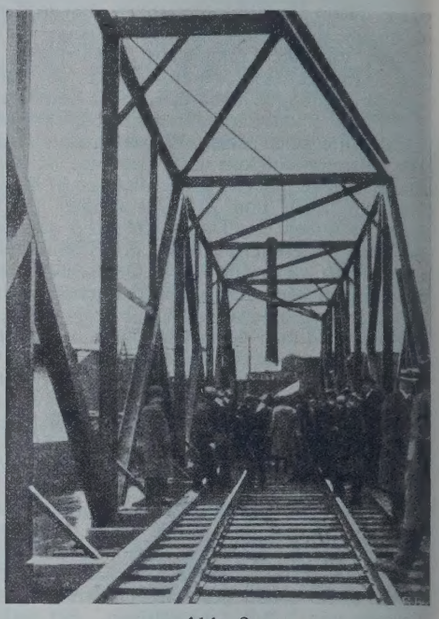
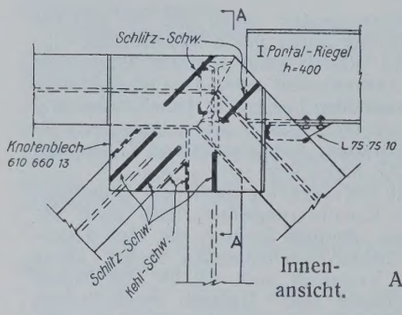
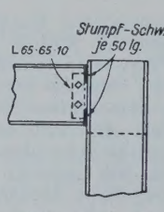


Abb. 2.



Innenansicht.



Schnitt *A—A.*

Abb. 3.

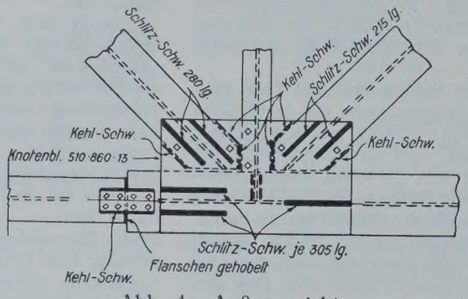


Abb. 4. Außenansicht.

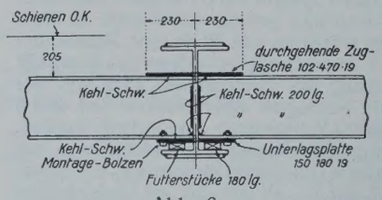


Abb. 6.

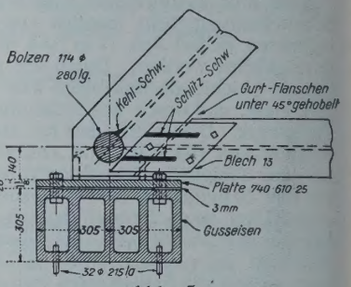


Abb. 5.

Die erste geschweißte Eisenbahnfachwerkbrücke, Chicopee-Falls, Mass. Die Schw. Bztg. 1929, Bd. 93, Nr. 2 vom 12. Januar enthält einen beachtenswerten Bericht über die Anwendung der elektrischen Schweißung bei der Ausbildung der Knotenpunktverbindungen der Eisenbahn-Fachwerkbrücke über den Chicopee-Fluß. Diese in Abb. 1 u. 2 dargestellte Brücke überquert den Fluß unter einem Winkel von 72°. Sie hat eine Gesamtlänge von 53 m. Die Hauptträger sind 41 m lang und 7,30 m hoch. Ihr Achsenabstand ist 5,20 m.

Eine ursprünglich vorgesehene, genietete Konstruktion sollte 120 t Baustoff erfordern, während für den ausgeführten Entwurf 80 t benötigt wurden. Der Preis für diese geschweißte Ausführung beträgt 15 000 $. Für die in Vergleich gezogene, genietete Ausführung waren demgegenüber 19 000 $ in Ansatz gebracht.

Wie es des öfteren bei amerikanischen Eisenbauwerken zu finden ist, erkennt man aus den Abbildungen, daß die Höhen der aus einzelnen, breitflanschigen Walzprofilen gebildeten Fachwerkstäbe untereinander gleich gewählt wurden (254 mm). Hieraus ergeben sich ebenso wie bei genieteten Konstruktionen auch für die angewendeten Schweißverbindungen besonders einfache Anschlüsse. Es waren nur bei einem Fünftel der gesamten Knotenpunkte der Hauptträger Knotenbleche erforderlich, die infolge der Schweißverbindung besonders klein ausfielen.

Die zum Teil neuartigen Formen der Schweißanschlüsse sind aus Abb. 3 bis 6 ersichtlich. Um die erforderlichen Scherflächen an den Schweißnähten zur Überleitung der Stabkräfte zu erhalten, hat man die sogenannte Schlitzschweißung angewendet; d. h. es wurden die Knotenbleche mehrmals geschlitzt und in diesen Schlitzen der Anschluß an die Flanschen der Fachwerkstäbe durch Schweißung bewirkt.

Im Vergleich zu der Nietung wurde bei der Berechnung eine Länge von 38 mm der Schlitzschweißnaht in der Wirkung etwa gleich der Scherfestigkeit eines einschnittigen Nietes von 22 mm Durchm. angenommen.

Gemäß Abb. 4 wurden zur Deckung der stumpf geschweißten Knotenanschlüsse noch schmale Laschen übergeschweißt.

Der Gelenkbolzen ist nach Abb. 5 mit dem Steg der Enddiagonalen verschweißt. Die hier vorgesehene kurze Montagelasche dient nur zur Aufnahme eines kleinen Teiles der Stabkraft, während der Hauptanteil durch die stumpfe Flanschenschweißung aufgenommen wird.

Ein wesentlicher Vorteil ergibt sich in bezug auf die Baustoffersparnis aus der kontinuierlichen Verbindung der Fahrbahnträger, deren obere Flanschen an den Enden durch Zuglaschen verbunden sind, die durch den Steg der Querträger hindurchgesteckt sind (Abb. 6).

Weitere Vorteile der Schweißverbindungen liegen in dem festen, durch Erschüttern nicht zu lockernden Zusammenschluß der Fachwerkstäbe, so daß bleibende Durchbiegungen der Träger nicht auftreten können.

Ferner sind die überall ebenen, durch keine vorspringenden Nietköpfe unterbrochenen Flächen leicht zu streichen und gegen Rosten zu schützen.

Über die vorstehend besprochene Bauausführung sowie über die Vorteile der Knotenpunktverschweißung im allgemeinen finden sich weitere interessante Betrachtungen in der obengenannten Zeitschrift 1929, Bd. 93, Nr. 8 vom 23. Februar, S. 99 u. f. Zs.

Die 39. o. Hauptversammlung des Deutschen Wasserwirtschafts- und Wasserkraft-Verbandes E. V. findet statt vom 10. bis 12. Juni 1929 in München.

Montag, den 10. Juni, 16,30 Uhr Sitzung des Gesamtausschusses des DWWV; 20,00 Uhr Begrüßungsabend im Alten Rathaussaal.

Dienstag, den 11. Juni, 8,45 Uhr Geschäftlicher Teil im Konzertsaal des Hotels Bayerischer Hof (nur für Mitglieder). — 9,30 Uhr öffentliche Hauptversammlung ebendaselbst. Von 10,30 Uhr ab Vorträge: Oberbaudirektor Prof. Dr.-Ing. ehr. K. Dantscher spricht über die Entwicklung und Zukunft der bayerischen Wasserwirtschaft, Ministerialrat Dr.-Ing. ehr. F. Krieger über die Abwasserkläranlagen unterhalb Münchens. Um 15,00 Uhr Vortrag von Prof. Dr.-Ing. D. Thoma über die Bedeutung des Versuchswesens für die Ausbildung der Wasserkraftwerke. — Um 16,00 Uhr Besichtigung der Städt. Elektrizitätswerke Münchens.

Mittwoch, den 12. Juni. Weitere Besichtigungen.

Anmeldung bis spätestens 1. Juni an die Geschäftstelle des DWWV, Berlin-Halensee, Joachim-Friedrichstraße 50.

Die Hauptversammlung des Vereines deutscher Ingenieure findet in diesem Jahre vom 22. bis 24. Juni in Königsberg statt. Die wissenschaftlichen Verhandlungen werden vorwiegend im Zeichen der Land- und Forstwirtschaft stehen. Die Bedeutung der organischen Produktion für Technik und Industrie wird in den beiden großen Vorträgen der Hauptversammlung „Landwirtschaft“ und „Forstwirtschaft“ gewürdigt werden. Als Redner sind Exz. von Batocki, Königsberg, und Ministerialdirektor Wappes, München, gewonnen worden.

Die Fachsitzungen erstrecken sich auf Landwirtschaftstechnik, Holzprüfung, Betriebstechnik, Vertriebstechnik, Industrielles Rechnungswesen, Ausbildungswesen und Staubtechnik. Gegenstand der wissenschaftlichen Beratungen wird vorwiegend das Thema Holz sein und im Rahmen einer „Lehrschau Holz“ besonders eingehend behandelt werden. Die Lehrschau wird vom 22. Juni bis 7. Juli, sowie vom 11. bis 13. August während der Deutschen Ostmesse im Hause der Technik in Königsberg gezeigt werden.

Anläßlich des 25jährigen Bestehens der Technischen Hochschule Danzig findet daselbst am 21. Juni ein Festakt statt, an den sich die wissenschaftlichen Fachsitzungen über Verkehrswesen, Wärmetechnik und Schweißtechnik anschließen. Gleichzeitig findet in Danzig die Mitgliederversammlung der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen statt.

INHALT: Brückenbauten im Bezirk der Lübeck-Büchener Eisenbahngesellschaft. — Ein fahrbares Stahlgerüst zum Bau einer 63 m langen, zweigleisigen Überschneidungsbrücke aus Walzträgern in Beton. — Strömungsuntersuchung an selbsttätigen Saugüberfällen. (Schluß.) — Versuche an Armco-Eisen. — Die Wolga-Don-Wasserstraße. — Vermischtes: Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Ausstellung für Schiffbau, Hafenbau, Wasserbau, Hochbau, Straßenbau in Danzig. — Erste geschweißte Eisenbahnfachwerkbrücke, Chicopee-Falls, Mass. — 39. o. Hauptversammlung des Deutschen Wasserwirtschafts- und Wasserkraft-Verbandes E. V. — Hauptversammlung des Vereines deutscher Ingenieure.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

7. Jahrgang BERLIN, 31. Mai 1929 Heft 23

Zur Beschränkung der Rutschungsgefahr bei Herstellung von Einschnitten durch Abflachen der Böschungen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungs- und Baurat **Marx**, Breslau.

Die Herstellung von Einschnittsböschungen in tonigen Bodenarten wird stets ein gewisses Wagnis bleiben, da es wirtschaftlich untragbar sein würde, eine den ungünstigsten Möglichkeiten Rechnung tragende Abflachung der Böschungen durchzuführen, und andere Maßnahmen, die man zur Vorbeugung von Rutschungen angewendet hat, erfahrungsgemäß in ihrem Erfolge recht unsicher sind. Es kommt hiernach bei dieser Aufgabe darauf an, mit wirtschaftlich erträglichen Baukosten das Wagnis auf ein möglichst geringes Maß herabzusetzen und vor allem den besonders umfangreichen Rutschungen vorbeugend entgegenzutreten.

Rutschungsgefahr besteht in allen tonigen Bodenarten, welchen geologischen Formationen sie auch angehören. Fast sämtliche Rutschungen entstehen unter Mitwirkung von Wasser, das den Ton, der infolge der Einschnittsarbeiten eine Druckentlastung erfährt und infolgedessen wasseraufnahmefähiger wird, über den ursprünglichen Wassergehalt hinaus durchnäßt und seine Reibungsziffer herabsetzt. An die diluvialen Tone, namentlich wenn sie mit Sand durchsetzt sind, kann Wasser besonders leicht herantreten. Solche Tone werden ohne Anwendung von Vorsichtsmaßnahmen in der Regel sehr bald der Rutschung anheimfallen. Aber auch an die Tone

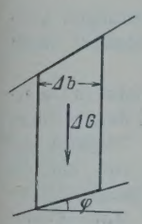


Abb. 2.

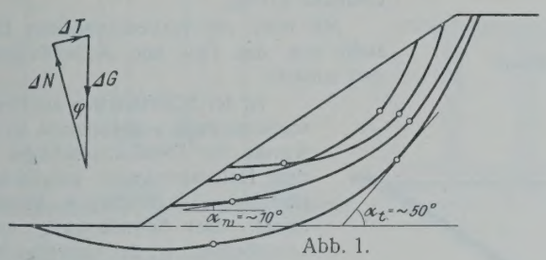


Abb. 1.

des vordiluvialen Grundgebirges, mögen sie auch außerordentlich dicht gelagert und fest sein, kann an nicht vorauszusehenden Stellen Wasser herantreten. Die Rutschungen in solchen Tonen stellen sich meist erst nach längerer Zeit ein und sind fast stets sehr umfangreich und um so schwieriger zu beseitigen, als die gerutschten Massen ihr festes Gefüge beibehalten. Es ist durchaus nicht nötig, daß Spalten oder Verwerfungen vorhanden sind, die dem Wasser den Eintritt ermöglichen. Auch wo solche nicht feststellbar waren, ist es zu umfangreichen Rutschungen gekommen. Man kann diese Vorgänge wohl so erklären, daß durch den tiefen Einschnitt die tektonischen Druckverhältnisse gestört werden und der stellenweise entlastete und in seinem Gefüge gelockerte Ton aus seiner Umgebung schwammartig Wassermengen an sich zieht, die hinreichen, um die Reibungsziffer herabzusetzen und eine gefährliche Gleitfläche zu erzeugen. Der Fallwinkel der Schichten spielt wohl auch eine gewisse Rolle, aber keine entscheidende.

Bei allen Rutschungen, die dem Verfasser bekannt geworden sind, zeigte sich eine stetig gekrümmte Form der Rutschfläche. Sie verläuft in ihrem oberen Teil ziemlich steil, nähert sich in ihrem weiteren Verlauf nach unten mehr der Wagerechten und tritt unter einem kleinen Winkel zu dieser unten aus der Böschung heraus. Bei solchen Rutschungen, die bis unter die Sohle des Einschnitts hinunterreichen, tritt die Rutschfläche unter einem gegen die Wagerechte nach oben geneigten Winkel, oft weit vom Böschungsfuß entfernt, zutage. Dieser primären Form der Rutschungsbildung, der in der Regel ein Verfall der abgerutschten Massen folgt, haben wir hier allein unsere Aufmerksamkeit zuzuwenden. Abb. 1 zeigt eine Anzahl solcher charakteristischer Rutschflächen.

Nur im mittleren Teile der Rutschungsfläche, der als Gefahrzone bezeichnet werden möge, ist der Herd der Rutschung zu suchen. Das Gleichgewicht erfordert gemäß Abb. 2 $\Sigma \Delta T = \Sigma \Delta G \sin \varphi$, und es muß ferner, wenn zunächst die Kohäsion vernachlässigt wird, $\Sigma \Delta T \leqq \Sigma \Delta R$ sein, worin $\Sigma \Delta R$ die von ΔN und der Reibungsziffer abhängige größte Reibung in der Rutschfläche darstellt. Wird die Reibungsziffer für den erdfeuchten Ton mit r_t und für den durchnäßten Ton mit r_w bezeichnet, so wird die Gefahrzone nach oben durch die unter $\operatorname{tg} \alpha_t = r_t$ und nach unten durch die unter $\operatorname{tg} \alpha_w = r_w$ an die Rutschfläche gelegten Tangentialebenen begrenzt. Denn oberhalb der oberen Tangentialebene ist auch bei erdfeuchtem Ton kein Reibungswiderstand in der Rutschfläche vorhanden, während unterhalb der unteren Tangentialebene stets ein gewisser Reibungswiderstand verbleibt.

Nimmt man nun innerhalb der Gefahrzone durch Einschaltung einer flacheren Neigung oder einer breiten Berme eine Entlastung vor, womit zugleich die oberhalb der Gefahrzone liegende Böschung weiter vom Einschnitt hinwegrückt, so wird die Gleichung $\Sigma \Delta T \leqq \Sigma \Delta R$ in ihrer Größenordnung erheblich herabgesetzt; nur in dem unterhalb der Gefahrzone liegenden Teil, wo eine Entlastung nicht stattgefunden hat, bleiben die Verhältnisse unberührt, und der Einfluß dieses Teiles gewinnt bei den besonders gefährlichen, bis unter die Einschnittsohle reichenden Rutschungsflächen innerhalb der Gleichung im günstigen Sinne an Bedeutung.

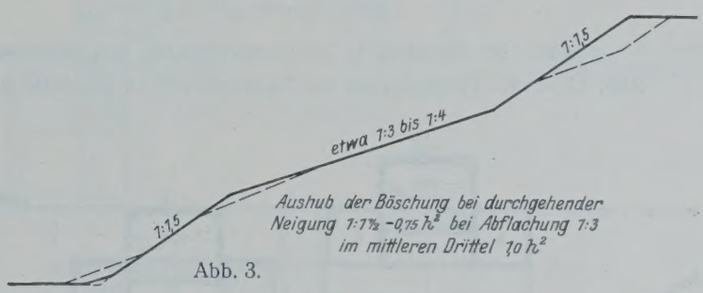


Abb. 3.

Die Entlastung innerhalb der Gefahrzone wirkt sich aber noch erheblich günstiger aus, da außer dem Reibungswiderstand auch der Kohäsionswiderstand eine Rolle spielt, unter dessen Einfluß sich die Gefahrzone zudem etwas verringert. Die Gleichung $\Sigma \Delta T \leqq \Sigma \Delta R$ geht dann über in $\Sigma \Delta T \leqq \Sigma \Delta R + \Sigma \Delta K$, worin die ΔK die von der Belastung unabhängigen Kohäsionswiderstände darstellen. Hieraus ergibt sich, daß bei gegebener Rutschfläche der Gleichgewichtszustand durch eine Entlastung über der Gefahrzone in außerordentlich günstiger Weise beeinflußt werden kann. Gegenüber dieser Entlastung würde eine weitere Abflachung oberhalb der Gefahrzone von geringer Wirksamkeit sein und wird in der Regel aus wirtschaftlichen Gründen zu unterbleiben haben. Eine Entlastung unterhalb der Gefahrzone würde sogar fehlerhaft sein. Wenn angängig, sollte man vielmehr den Böschungsfuß abrunden: auch die Anlage eines Seitengrabens wirkt ungünstig, er wird besser durch eine Rohrleitung ersetzt.

In Abb. 1 ist die Begrenzung der Gefahrzone durch kleine Kreise vermerkt. Sie liegen in den verschiedenen, als möglich anzunehmenden Rutschflächen nicht senkrecht übereinander. Man wird daher einen Ausgleich suchen müssen und ihn um so leichter finden, als wenigstens für die gefährlichsten Rutschflächen eine gewisse Übereinstimmung in der Lage der Gefahrzone vorhanden sein dürfte.

Abb. 3 gibt einen Vorschlag für Einschnitte bis etwa 12 m Tiefe. Hiernach ist die Böschung in drei gleiche Teile geteilt, von denen der untere und der obere eine Neigung von $1 : 1\frac{1}{2}$, der mittlere eine Neigung von 1 : 3 bis 1 : 4 haben. Bei tieferen Einschnitten muß auch der Gefahr von Teilrutschungen nach Möglichkeit vorgebeugt werden, etwa in der Art, wie in Abb. 3 gestrichelt angedeutet ist. Im übrigen muß selbstverständlich von Fall zu Fall entschieden werden, ob und in welchem Umfange Böschungsabflachungen vorzunehmen sind. — Die vorstehenden Ausführungen verfolgen den Zweck, einen Hinweis zu geben, nach welchen Gesichtspunkten beim Entwurf der Abflachungen vorzugehen ist.

Alle Rechte vorbehalten.

Schleusen ohne Wasserverbrauch.

Von Professor **Rothmund**, Stuttgart.

(Fortsetzung statt Schluß aus Heft 20.)

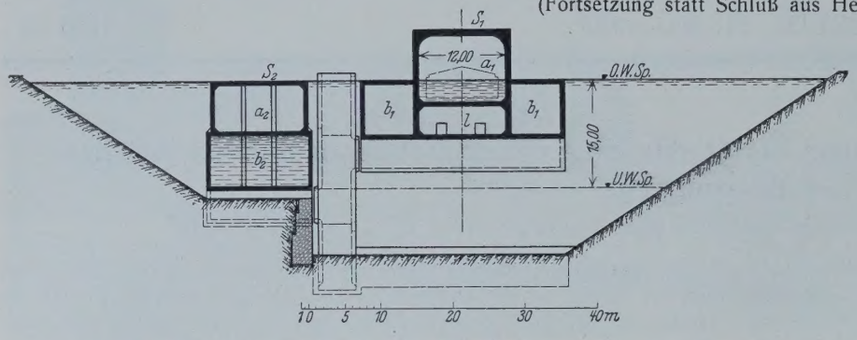


Abb. 12. Tauchtrog in Oberwasserstellung, breite Bauweise.

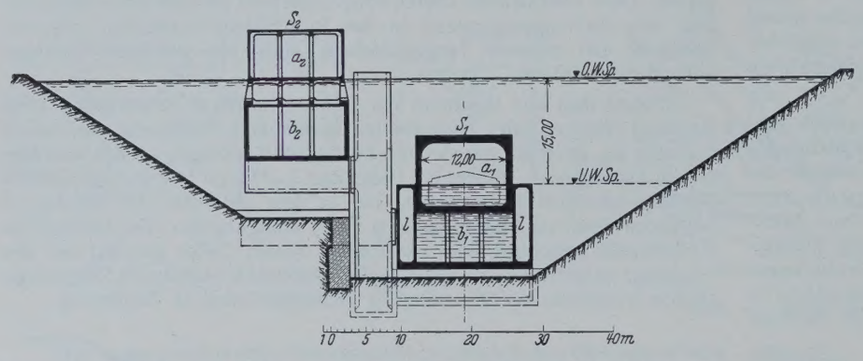


Abb. 13. Tauchtrog in Unterwasserstellung, hohe Bauweise.

Abb. 12 u. 13. Tauchschleuse mit Tauchschwimmer, Bauweise Rothmund.

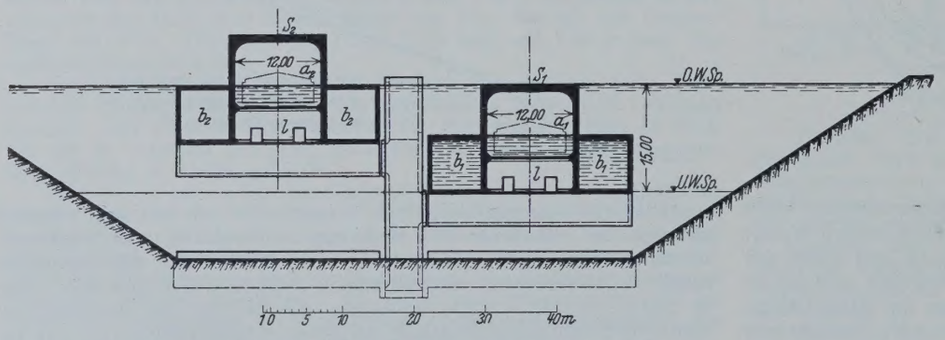


Abb. 14. Grundquerschnitt, einstockige Bauweise.

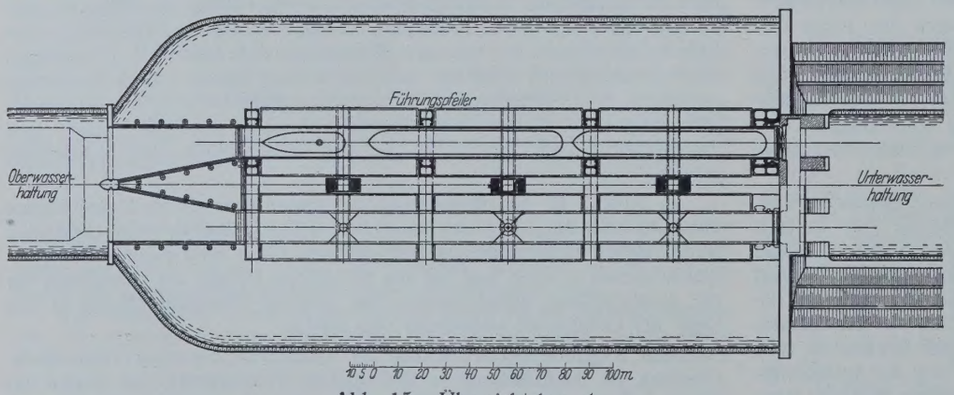


Abb. 15. Übersichtslageplan.

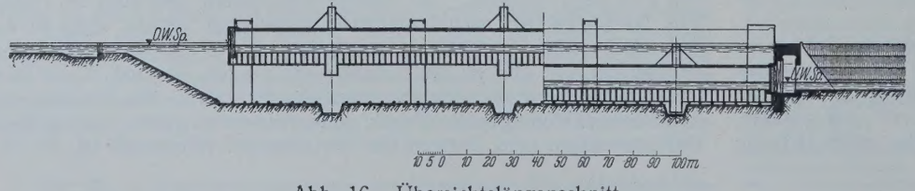


Abb. 16. Übersichtslängenschnitt.

Abb. 14 bis 16. Zwillingstauchschleuse, Bauweise Rothmund.

Die Kupplungseinrichtung besteht aus zwei um lotrechte Wellen drehbaren Riegeln *r*, die am Haltungstor sitzen und das Trogtor oben beiderseits fassen. Die Riegel sitzen auf Spindeln *s*, durch deren Drehung sie mit wechselndem Unterwasserstand so verstellt werden, daß sie das Trogtor immer an der gleichen Stelle erfassen können. Die Einstellung der Riegel nach dem jeweiligen Unterwasserstand kann während der Schleusungspausen erfolgen, ein Aufenthalt während der Schleusung entsteht hierdurch nicht. Um das Trogtor in lotrechter Stellung an das Haltungstor zu kuppeln und in dieser zu erhalten, sind die lotrechten Riegelwellen bis nahe an die Sohle weiter geführt und dort mit einem wagerechten Fuß *t* versehen, der ausgedreht den Abstand zwischen beiden Toren unverändert hält. Für die Drehung der Spindeln und der Riegelwellen ist je ein Windwerk (*u*, *v*) mit Motor im Haltungstor untergebracht.

Die Aufhängung des Haltungstores *k* an der Laufkatze *o* muß exzentrisch sein. Das Tor ist aber durch die Aufhängung und durch die beiden Stützhebel während der Aus- und Einfahrt in Kanalrichtung lotrecht geführt und trägt auf der Unterwasserseite nahe der Sohle zwei wagerechte Rollen *w*, die bei der seitlichen Verschiebung die Führung gegen eine entsprechende Schienenbahn *x* in der Nische übernehmen und der exzentrischen Aufhängung entgegenwirken. Da beide Tore beim Verfahren nur mit geringer Last am Kran aufgehängt sind, so ist die von der Führung aufzunehmende Gegenkraft ebenfalls gering.

Mit Hilfe der vorbeschriebenen Einrichtungen vollzieht sich das Ein- und Ausschleusen denkbar rasch und einfach:

Ist der Schwimmtrog auf der Talfahrt in Unterwasserstellung angekommen, so wird durch Druckwasser der Preßkolbenrahmen der Trogstirn auf den Haltungsrahmen aufgedrückt und ein im Haltungstor befindliches Entlastungsschütz geöffnet. Der Schwimmtrog macht eine kleine Längsbewegung, der einseitige Wasserdruck preßt ihn fest gegen den Eichenholzrahmen und bringt ihn in seine unverrückbare Ausfahrtstellung. Jetzt werden die Tore gekuppelt, die Gelenkstützen angehoben, und die Laufkatze fährt aus. Sobald sie ihre Endstellung im Kran erreicht hat, setzt sich dieser in Bewegung und fährt nach der Seite ab. Die Ausfahrt ist frei. Das Schließen der Tore vollzieht sich entsprechend mit gleicher Sicherheit und Schnelligkeit. Der Arbeits- und Zeitaufwand sowie die Wasserverluste sind auf ein Mindestmaß beschränkt.

Zur Führung und Bewegung des Schwimmtroges sind beiderseits desselben je an den Trogenden und, soweit erforderlich, auch an dazwischenliegenden Punkten Führungspfeiler angeordnet, in deren Nischen je ein Führungswagen läuft. Die Ausbildung im einzelnen ist aus Abb. 20 ersichtlich. Der Führungswagen *W* ist oben und unten durch Vermittlung lotrechter Pendellager *P* am Schleusentrog befestigt und an endlosen Gallschen Ketten *K*, die oben über das Antriebritzel und unten über einen Umlenkturas laufen, aufgehängt. Die Führung mit genügendem Spiel wird oben und unten durch je ein Paar Laufrollen *L* in der Richtung der Trogachse und durch je ein Paar *(M)* senkrecht dazu bewirkt. Um jeden Sicherheitsgrad zu haben, wird jeder Führungswagen durch zwei Laschenketten bewegt. Außerdem ist noch eine zweite Führungsrolle *F* in Richtung der Trogachse vorhanden, die den Trog selbst festhält, bis er in Unterwasserstellung angekommen ist. Durch Freigabe dieser Führung wird dann mit Hilfe der Pendellager die Längsverschiebung des Troges in seine feste Ausfahrtstellung und seine Andichtung an den Unterwasserabschluß ermöglicht.

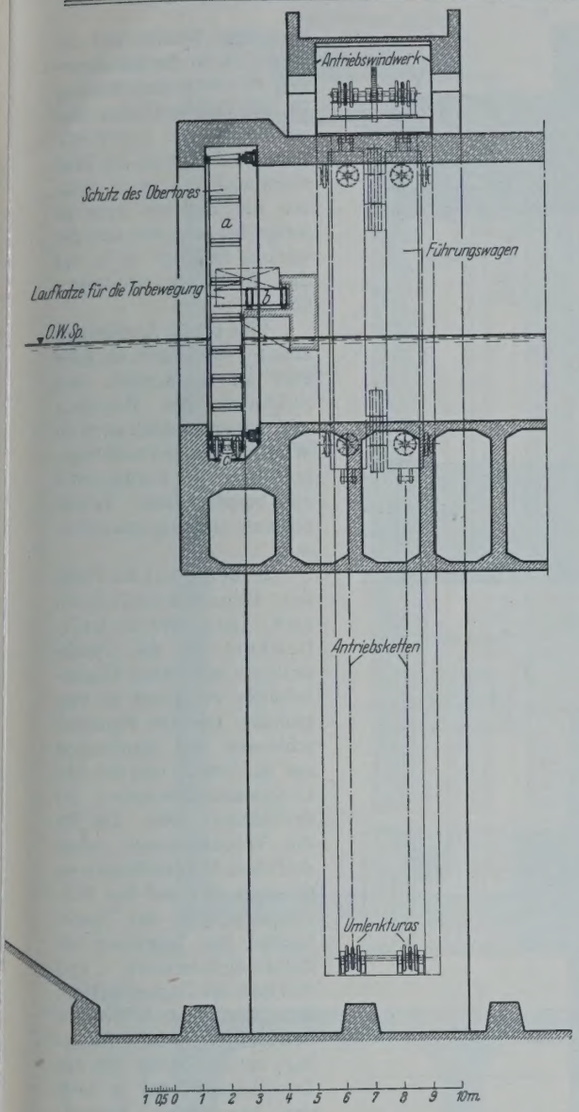


Abb. 17a.
Längenschnitt durch das Obertor.

Den wechselnden Wasserständen des Unterwassers kann, wie bekannt und schon angedeutet, dadurch Rechnung getragen werden, daß man mit dem verlängerten Abschlußschild die Möglichkeit der Anfahrt in jeder Stellung innerhalb des schiffbaren Wasserstandsbereichs schafft. Auch ein Wechsel der Oberwasserstände in mäßigen Grenzen kann mit der beschriebenen Einrichtung beherrscht werden. Er erfordert aber einen zusätzlichen Aufwand an Arbeitsleistung, die aus den Antriebmaschinen oder aus dem Wasservorrat der Haltung entnommen werden kann. Ist der Wasserstand z. B. um 0,5 m zu hoch, so schwimmt der Trog zu hoch und kann dadurch in die richtige Lage in bezug auf den festen Gegenbehälter gebracht werden, daß man so viel Ballast in die Luft-

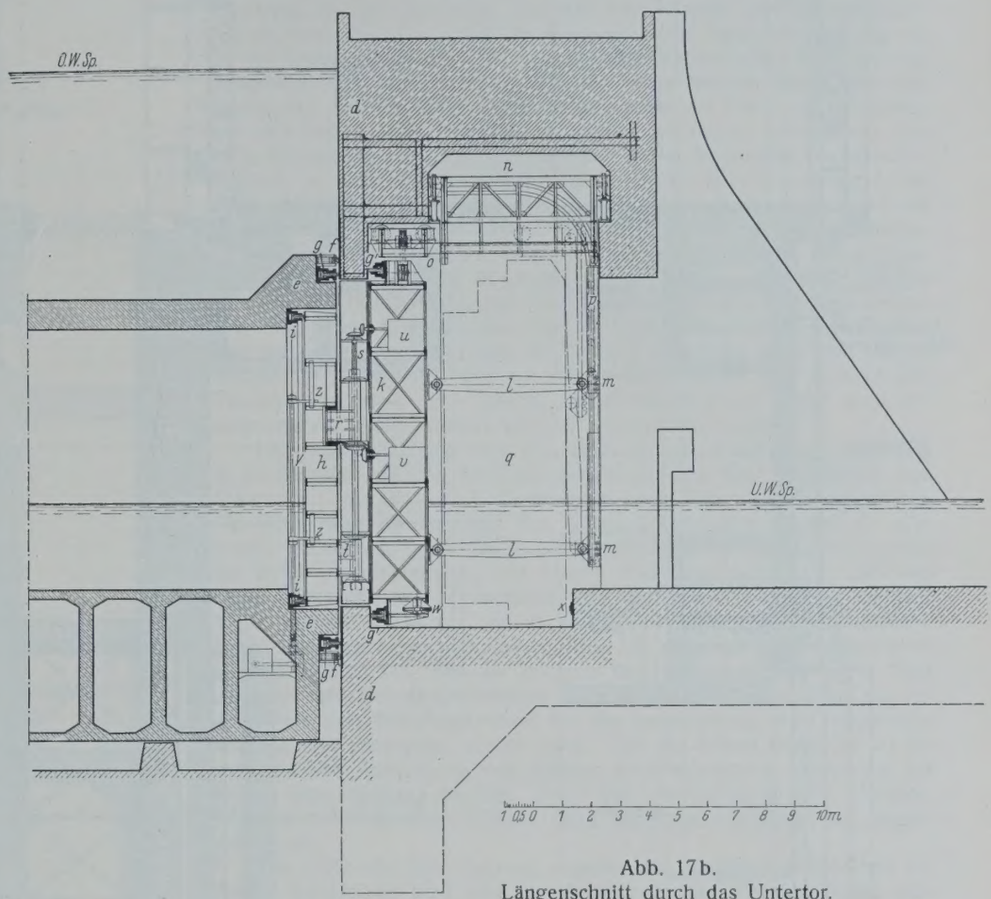


Abb. 17b.
Längenschnitt durch das Untertor.

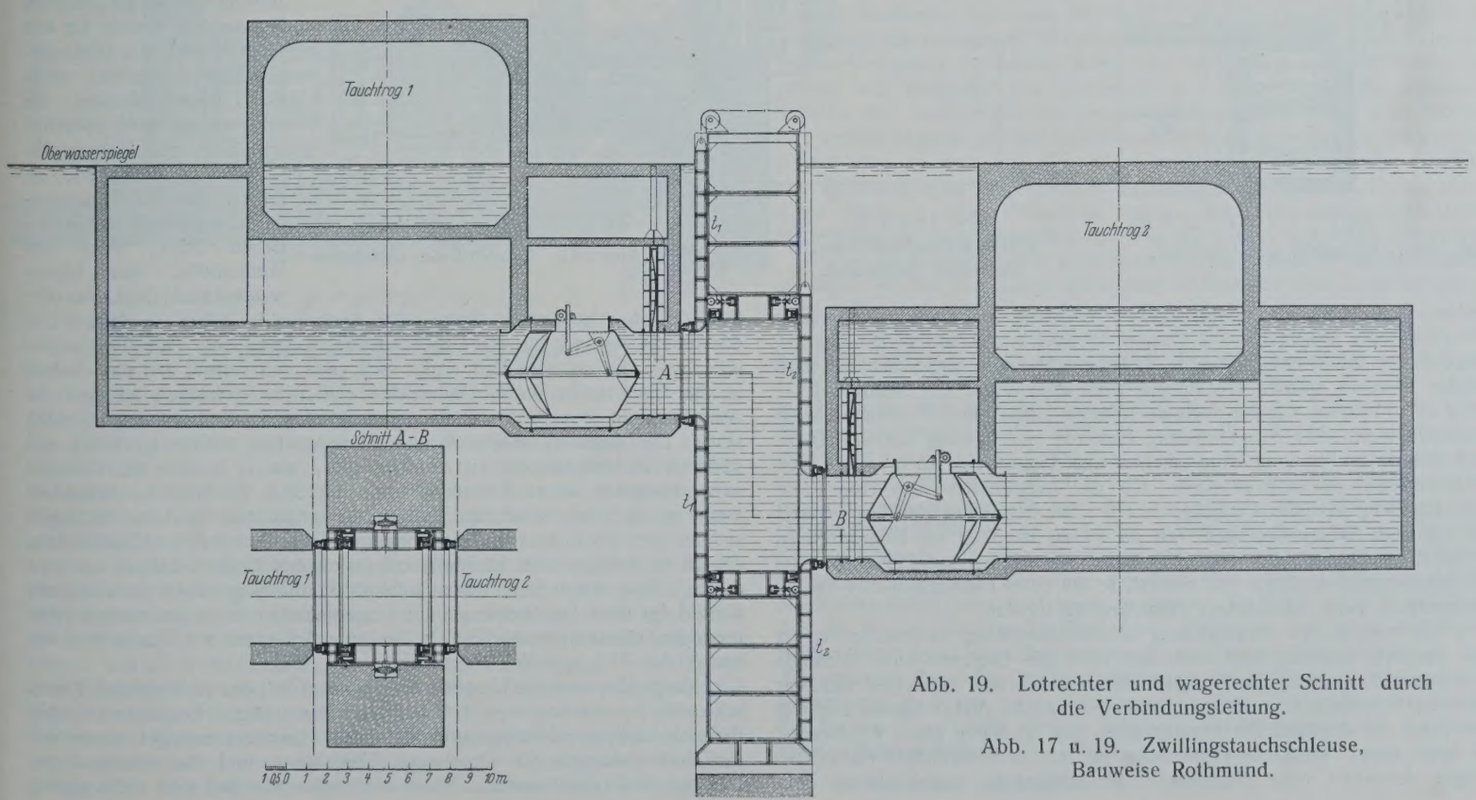


Abb. 19. Lotrechter und wagerechter Schnitt durch die Verbindungsleitung.

Abb. 17 u. 19. Zwillingstauchschleuse, Bauweise Rothmund.

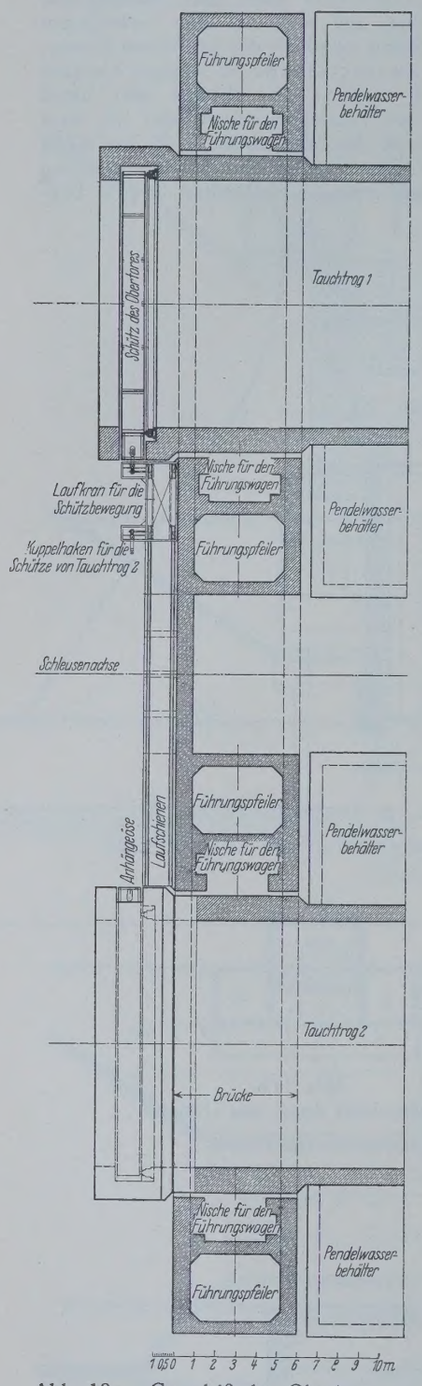


Abb. 18a. Grundriß des Obertors.

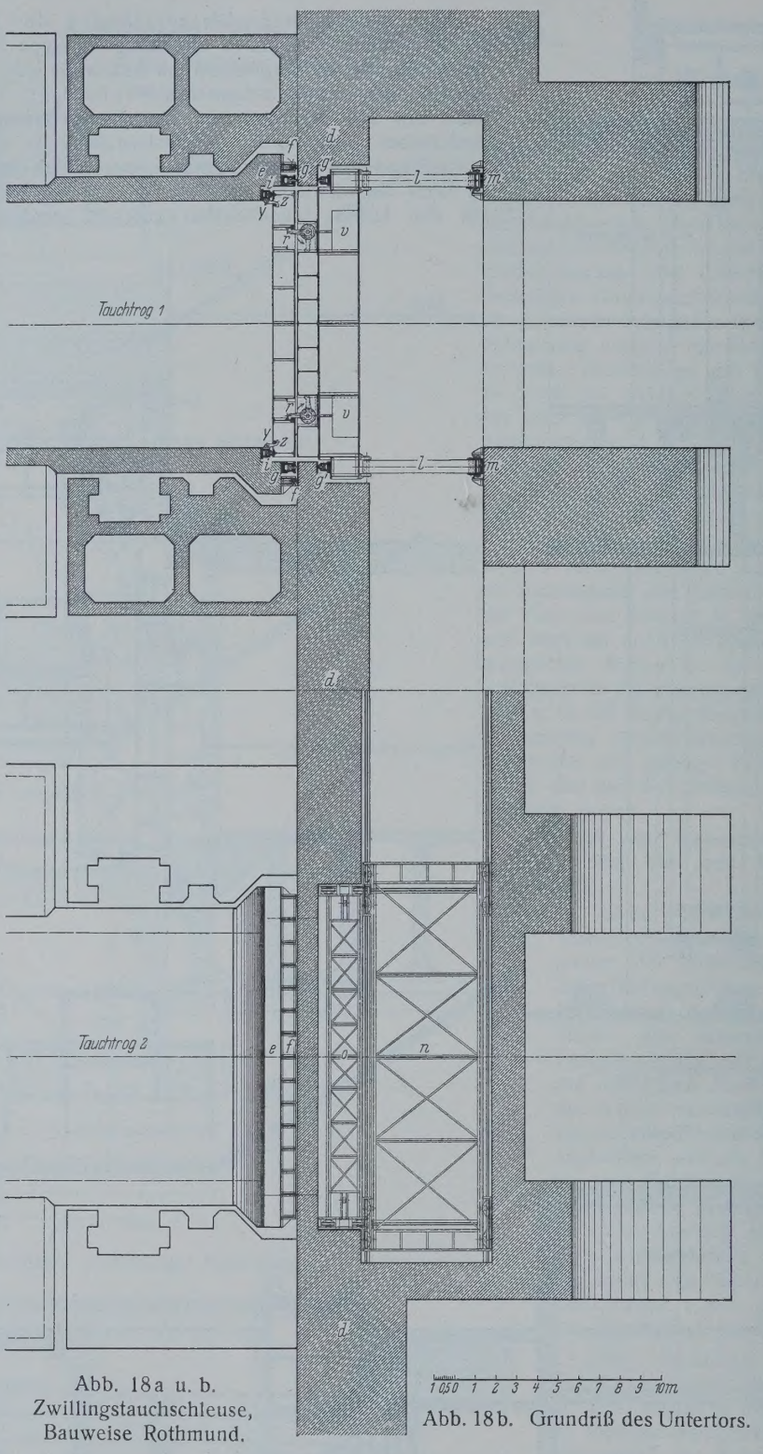


Abb. 18a u. b. Zwillingstauchschleuse, Bauweise Rothmund.

Abb. 18b. Grundriß des Untertors.

kammer aufnimmt, als zum Einsinken des Troges um 0,5 m notwendig ist. Wenn die Tauchfahrt des Troges beendet ist, so hat dieser das der Schicht von 0,5 m entsprechende Übergewicht, und diese Schicht muß wieder entfernt werden. Richtiger wird man daher die Mehrarbeit — denn einer solchen kommt auch der Wasserverlust gleich — den Motoren zumuten, welche die Trogförderung einleiten und in Gang halten. Diese Mehrarbeit ist bis zum Untertauchen des Troges um 0,5 m unter den Oberwasserspiegel aufzuwenden. Bei der Aufwärtsfahrt des Troges auf dem Rückweg tritt das Umgekehrte ein. Die Entlastung des Troges setzt ein vor dem Austauchen, und von da an ist im Trog ein Überschuß an Auftrieb vorhanden, der vom Windwerk abgebremst werden muß. Ist der Wasserstand niedriger als normal, so ist beim Eintauchen des Troges Bremsarbeit, beim Austauchen Hubarbeit zu leisten.

Will man diesen Mehraufwand an Arbeitsleistung vermeiden, so ist das dadurch möglich, daß man den oder die Gegenbehälter ebenfalls schwimmend anordnet und gegen den Auftrieb der entleerten Behälter nach unten beweglich verankert. Gestaltet man die Anker flaschenzugartig und führt die Zugseile der Flaschenzüge auf die Welle eines Windwerks, so kann durch dieses in Verbindung mit einem Schwimmer ein selbsttätiges Anziehen oder Nachlassen der Ankerseile entsprechend dem jeweiligen Wasserstand erfolgen, so oft der Schwimmtrog in Oberwasserstellung ist, die Gegenbehälter also gefüllt und die Anker entlastet sind. Sobald der Trog einzutauchen beginnt, müssen die Zugseile aber so festgelegt sein, daß sich die starken Seilzüge nicht auf das Windwerk übertragen können.

Eine solche Ausführung könnte befriedigen, sie wird aber an Einfachheit und Sicherheit des Betriebes und voraussichtlich auch an Wirtschaftlichkeit weit überholt durch die weiter unten zu besprechende Tauchschleuse mit Gegenschwimmer.

In bezug auf die Höhe der Bauaufwendungen und ihre Wirtschaftlichkeit ist die Tauchschleuse mit festem Gegenbehälter vor allem zu vergleichen mit den Kammerschleusen mit Sparbecken auf der einen, und mit den Unterwasserschleusen auf der anderen Seite. Die für die Tauchschleusen erforderlichen Aufwendungen erstrecken sich auf den Haltungsabschluß, das Tauchbecken, den Tauchtrog mit Belastungskammern und den oder die Gegenbehälter. Eine besondere Schleusenkammer ist nicht erforderlich, an ihre Stelle tritt das Tauchbecken, das je nach den besonderen Verhältnissen teils mit lotrechten Wänden und teils mit Böschungen so zu gestalten ist, daß die Kosten für das Becken und den Haltungsabschluß zusammen möglichst niedrig werden. Im allgemeinen wird anzustreben sein, den Haltungsabschluß an die Stelle zu legen, die auf Schleusenlänge unterhalb der natürlichen Stufe, etwa auf Sohlenhöhe des Unterwasserkanals liegt. Bei sehr hohen Stufen kommt in Frage, die Beckensohle höher zu legen und das innere Becken für die Unterwasserfahrt ganz oder zum Teil auszuschachten. Im ersteren Fall ergibt sich ganz von selbst, daß das Becken in der Hauptsache durch Dammschüttungen zu gewinnen ist und die Abmessungen des Beckens von unerheblichem Einfluß auf seine Kosten sind. Für Becken, Abschluß und Schleusentrog dürfte so kaum mit höheren Aufwendungen zu rechnen sein, als z. B. für die Kammer samt Häuptern einer Schachtschleuse gleicher Stufenhöhe, besonders wenn es sich um schwierige Gründungsverhältnisse handelt. Es bleibt sodann noch der Kostenvergleich zwischen Gegenbehälter und Sparbeckenanlage anzustellen, der ebenfalls zugunsten des Gegenbehälters ausfallen dürfte. Man wird daher ohne nähere Bearbeitung eines Entwurfs die Kosten für eine Tauchschleuse mit Gegenbehälter in einem solchen Falle niedriger einschätzen dürfen als für eine Schleuse mit Sparbecken bei nur 50 bis 75%iger Wasserersparnis.

Vergleicht man die Unterwasserschleusen mit der vorliegenden Tauchschleuse, so werden bei der letzteren wesentliche Ersparnisse erzielt dadurch, daß die Höherstauung über den Oberwasserspiegel hinaus mit den Aufwendungen für Oberhaupt, Unterhaupt und die beiderseitigen Dämme in Wegfall kommt. Diese Mehraufwendungen sind nicht niedrig

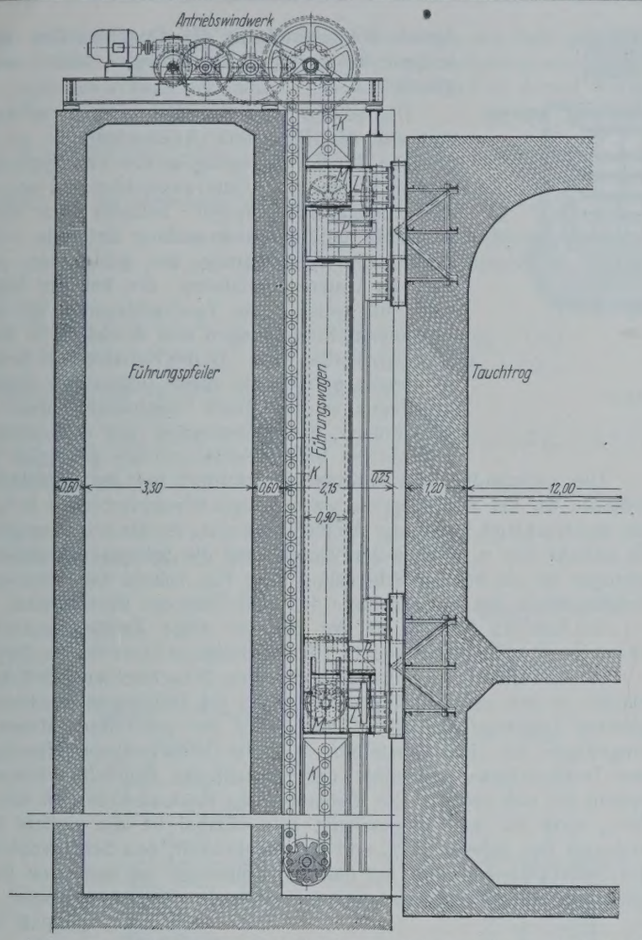


Abb. 20a. Führung und Antrieb des Schwimmtrogs, Aufriß.

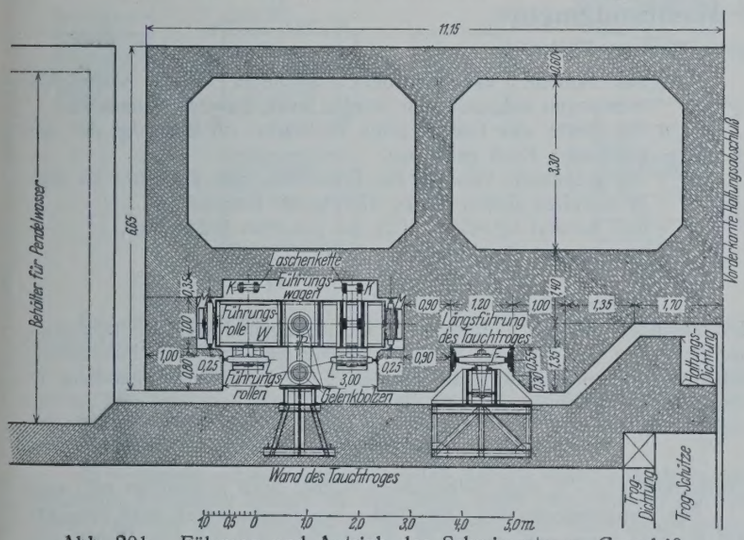


Abb. 20b. Führung und Antrieb des Schwimmtrogs, Grundriß.
Abb. 20a u. b. Zwillingstauchschleuse, Bauweise Rothmund.

einzuschätzen. Denn es handelt sich nicht bloß um eine Stauung von 6 bis 8 m, sondern um das Höhertreiben eines vorhandenen beträchtlichen Staues, was technisch die ganze Bauanlage schwieriger gestaltet und in allen Teilen schwer belastet. Sehr wahrscheinlich werden daher diese Mehraufwendungen für den höher getriebenen Stau die Kosten für den Gegenbehälter erheblich übersteigen und für die Anwendung des ein- und austauchenden Schwimmtroges sprechen.

Hinsichtlich der Einfachheit und Sicherheit des Betriebes hat die Tauchschleuse das eine voraus, daß die Einfahrt in den Schleusentrog unmittelbar vom Oberwasser aus erfolgen kann und umgekehrt bei der Bergfahrt das Ausschleusen. Als Nachteil ist gegenüber der Unterwasserschleuse anzuführen, daß die Wasserverdrängung durch den Schleusentrog bei der Tauchfahrt in beiden Richtungen Wasserspiegelbewegungen hervorruft, die für die Schiffahrt zwar nicht unangenehmer sind als diejenigen beim Füllen und Leeren einer Kammerschleuse, deren Beseitigung aber immerhin erwünscht ist. Außerdem stört diese Spiegelbewegung das Gleichgewicht zwischen Troggewicht und Auftrieb und erfordert Zusatzarbeit beim Schleusen.

3. Die Tauchschleuse mit Tauchschwimmer. (Bauweise Rothmund.)[12])

Die im vorhergehenden Abschnitt besprochenen Nachteile der Tauchschleuse mit festem Gegenbehälter, bestehend in mangelnder Anpassungsfähigkeit an die Spiegelschwankungen der oberen Haltung und in Wasserspiegelschwankungen infolge des Ein- und Austauchens des Troges bei einer Einzelschleuse, können dadurch vermieden werden, daß man statt des festen Gegenbehälters einen schwimmenden anwendet, der aber nicht verankert, sondern freigegeben wird, so daß er austauchen kann. Die Erhaltung des Gleichgewichts des sich entleerenden und austauchenden Schwimmers verlangt, daß beim Austauchen die Wasserverdrängung um so viel abnimmt, als der Luftraum des sich entleerenden Behälters sich vergrößert, d. h. sein Auftrieb zunimmt. Man braucht daher dem austauchenden Teil des Gegenbehälters nur genau die Form des Hohlraums des sich entleerenden Behälters zu geben und ihn so anzuordnen, daß er in Verbindung mit dem Gegenbehälter in dem Augenblick auszutauchen beginnt, wo jener mit der Wasserabgabe an die Belastungskammer einsetzt. Wenn nun die letztere ebensoviel Wasser aufnehmen soll, wie der Gegenbehälter abgibt, so bewegen sich beide mit entgegengesetzt gleicher Geschwindigkeit und halten stets die gleiche unveränderte Spiegelhöhe. Das ist aber nur möglich, wenn die beiden Pendelwasserbehälter und der austauchende Teil des Gegenbehälters die unverzerrte Form des Tauchtroges (statt bei festem Gegenbehälter die im Maßstab 1 : 2 verzerrte) erhalten. Das hat weiter zur Folge, daß die Wasserverdrängung durch den Gegenbehälter in jedem Augenblick um ebensoviel abnimmt, wie sie durch den Tauchtrog zunimmt. Der Spiegel des Haltungswassers bleibt somit wie derjenige des Pendelwassers stets in unveränderter Lage.

Die gesuchte Lösung führt also auch hier zur Wasserwage, allerdings in einer ganz anderen Anwendungsform als bei den Vorschlägen von Schneiders. Sie ist in den Grundzügen durch Abb. 12 u. 13 dargestellt. Die Wasserwage besteht aus den beiden Schwimmern S_1 und S_2. Der erstere enthält den oben offenen oder geschlossenen Schleusentrog a_1 und die Belastungskammern b_1, der zweite den Gegenbehälter b_2 und den Gegenverdränger a_2. Je nachdem man die Belastungskammer in zwei Teilen seitlich des Troges oder in einem Teil unter dem Trog anordnet, ergibt sich eine breite und niedere (Abb. 12), oder eine schmale und hohe Bauweise (Abb. 13). Bei der ersteren fällt außerdem unter dem Trog zwischen den Belastungskammern noch ein Ausgleichraum 1 an, der zur Aufnahme von Belastungswasser für die Ausgleichung von Troggewicht und Auftrieb verwendet werden kann. Bei der hohen Bauweise ist die symmetrische Anbringung von solchen Ausgleichräumen beiderseits des Troges ohne weiteres möglich. Auch zur Unterbringung von Motoren, Pumpen und Mannschaft können diese Lufträume erwünscht und zweckmäßig sein.

Die leitende Verbindung zwischen den Pendelwasserbehältern der beiden Schwimmer wird hier zweckmäßig in der gleichen Weise ausgeführt wie beim Schleusentrog mit festem Gegenbehälter. Es ergibt sich nur die Änderung, daß auch die Wand t_1 des Zwischenbehälters (Abb. 19) als bewegliche Schütztafel auszubilden ist, damit sie die Höhenwege des Tauchschwimmers mitmachen kann. Im übrigen ist ihre Anordnung die gleiche wie diejenige der Schütztafel t_2. Ferner muß der Zwischenbehälter den wechselnden Oberwasserständen entsprechend seine Höhenlage ändern können. Da der Behälter ohnehin als selbständiger Schwimmer gebaut wird, so kann man dies leicht erreichen, indem man ihn mit Hilfe von Belastungswasser z. B. auf Schraubenspindeln fest absetzt und durch deren Drehung seine Höhenlage regelt. Mit Hilfe eines durch einen Schwimmer in Gang gesetzten Antriebs kann dies selbsttätig geschehen.

Über die Gestaltung der schwimmenden Gegenbehälter ist das Gleiche zu sagen wie bei den festen, sie können in jede den Geländeverhältnissen entsprechende äußere Form gebracht werden.

Der wirtschaftliche Vergleich mit der Bauweise bei festen Gegenbehältern läßt ohne weiteres erkennen, daß die Beseitigung der Spiegelschwankungen beim Ein- und Austauchen des Troges dadurch erkauft werden muß, daß man den ein- und austauchenden Trograum in Form des Gegenverdrängers ein viertes Mal herstellt. Daß der Gegenbehälter jetzt nicht mehr fest gegründet werden muß, sondern als Schwimmer ausgeführt wird, dürfte meist nur von Vorteil sein. Man erhält so eine Schleusungseinrichtung, die vom Boden vollständig losgelöst und von den Gründungsverhältnissen so gut wie unabhängig ist; die geologischen Vorbedingungen für eine technisch und wirtschaftlich günstige Tauchbeckenanlage müssen allerdings gegeben sein. Die Aufwendungen für die beiden Schwimmer sind keine geringen. Es bleibt indes zu beachten, daß die Kosten der Tauchschleuse nur abhängen von dem benötigten lichten Raum über dem Trogwasserspiegel, daß sie aber, abgesehen von der stärkeren Bauweise des Schwimmtroges, bei größeren Fahrtiefen völlig unabhängig sind von dem Schleusungsgefälle. Die Aufwendungen für die beiden Schwimmer werden daher um so lohnender sein, je höher die Schiffahrtstufe ist.

[12]) Zum Patent angemeldet.

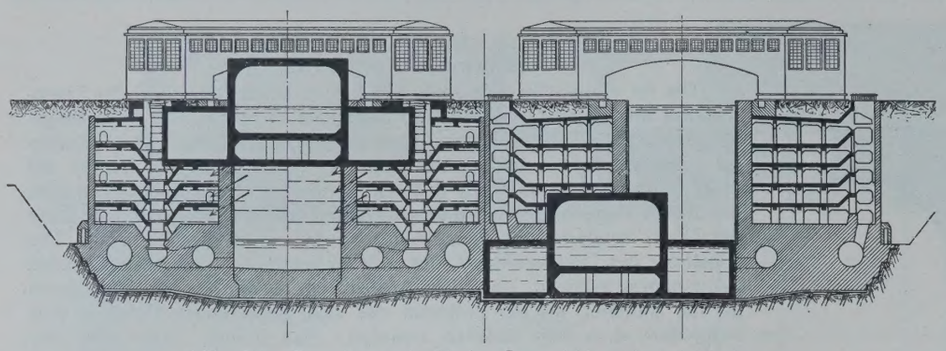


Abb. 21. Grundquerschnitt der Sparschleuse bei Anderten im Vergleich mit dem Grundquerschnitt der Zwillingstauchschleuse.

Abb. 14 bis 21. Zwillingstauchschleuse, Bauweise Rothmund.

In betriebstechnischer Hinsicht wird die Tauchschleuse mit Tauchschwimmer in ihrer außerordentlich einfachen, klaren und sicheren Wirkungsweise der Unterwasserschleuse nicht nachstehen und, wie diese, allen Anforderungen genügen.

So darf man erwarten, daß die Tauchschleuse mit Tauchschwimmer sich zu einer Einrichtung gestalten läßt, die auch bei der Einzelschleuse wirtschaftliche Vorteile in sich birgt.

4. Die Zwillingstauchschleuse. (Bauweise Rothmund.)[13])

Wie bei allen Schleusen ohne Wasserverbrauch, ergibt sich auch bei der Tauchschleuse die wirtschaftlich günstigste Anlage, wenn das Bedürfnis für eine Doppelschleuse besteht. An Stelle des Tauchschwimmers läßt sich mit so geringem Mehraufwand ein zweiter Schleusentrog mit Belastungskammern bauen, daß man wohl in jedem Fall in Betracht ziehen wird, statt des Gegenschwimmers einen zweiten Trog zu verwenden, dessen Wasserkammern die Gegenbehälter zu denjenigen des ersten Schleusentroges bilden und umgekehrt.

Die beiden Schwimmtröge sind so zu kuppeln, daß sie die Ein- und Austauchfahrten zu genau gleicher Zeit in entgegengesetzter Fahrtrichtung ausführen. Während der Unterwasserfahrt und -schleusung des eingetauchten Troges befindet sich der ausgetauchte in Oberwasserstellung in Ruhe. Das bedeutet eine Verzögerung der Schleusung um die Zeit der Unterwasserfahrten, die bei der Schnelligkeit, mit welcher die Tauchschleusung mit den beschriebenen Einrichtungen sich abwickelt, in Kauf genommen werden kann. Ist der Kanalverkehr sehr stark, so können nötigenfalls diese Zeitverluste vollständig vermieden werden durch Einschaltung eines Tauchschwimmers, der abwechselnd mit dem einen oder anderen der beiden Schleusentröge gekuppelt wird.

Die vollständige Wasserersparnis erfordert bei der Zwillingstauchschleuse wie bei allen Doppelschleusen ohne Wasserverbrauch je Schleuse die nochmalige Schaffung des Fassungsraums für das Schleusungswasser. Es besteht hier u. a. aber der Vorteil, daß die Schleusungswassermenge geringer ist als bei der Schleusung über Tag, sobald das Höhenmaß der Schiffahrtstufe die Austauchhöhe des Schwimmtrogs überschreitet.

In Abb. 15 bis 20 ist der Entwurf einer Zwillingstauchschleuse sowohl in der Übersicht wie in allen wichtigeren Einzelheiten dargestellt.

Abb. 21 gibt einen Grundquerschnitt der Schachtschleuse bei Anderten wieder, in den zum Vergleich ein solcher der Zwillingstauchschleuse von gleicher Leistungsfähigkeit in bezug auf die gewählten Abmessungen eingetragen ist. Die Darstellung läßt die wirtschaftliche Überlegenheit der Tauchschleuse gegenüber der Sparschleuse deutlich erkennen und spricht für sich selbst. Die Ersparnisse an Baukosten dürften mit 40 bis 50 % nicht zu hoch eingeschätzt sein. Dabei ist die weitere Wasserersparnis von nahezu 25 % und die Möglichkeit, den Schleusentrog statt auf Schleppzuglänge nur auf einfache Kahnlänge zu bemessen (bei Einschaltung eines Tauchschwimmers), noch außer Betracht gelassen.

(Schluß folgt.)

[13]) Zum Patent angemeldet.

Alle Rechte vorbehalten.

Zur Berechnung der Mastfundamente.

Von Dipl.-Ing. **Süssenberger,** Offenburg (Baden).

Mastfundamente werden gegenwärtig meist nach den Fröhlichschen Tabellen berechnet. Diese haben sich hauptsächlich dadurch Eingang in die Praxis verschafft, daß sie leicht zu handhaben und von den Behörden anerkannt sind.

Daß jedoch die Formeln von Dr. Fröhlich, mittels deren er seine Tabellen errechnet hat, stark angefochten worden sind, dürfte in Fachkreisen bekannt sein. Vor allem weist Dr. Dörr in seiner Abhandlung: „Die Standsicherheit der Masten und Wände im Erdreich", die 1922 im Verlage von Wilhelm Ernst & Sohn erschienen ist, nach, daß die Ableitungen von Dr. Fröhlich der Aufgabe nicht gerecht werden. Dr. Dörr zeigt dann einen Weg zur Berechnung von Mastfundamenten, der eine befriedigende Lösung der Frage darstellen dürfte. Die später in der „Bautechnik" 1924, Heft 5, 6 u. 7 von demselben Verfasser erschienenen Aufsätze sind teils eine Ergänzung, teils eine Weiterentwicklung der in der obengenannten Schrift wiedergegebenen Theorie.

Es soll nun im folgenden gezeigt werden, wie man mit Hilfe des Verfahrens von Dr. Dörr zu neuen Formeln gelangen kann, die zu einer wesentlichen Verminderung der Abmessungen von Mastfundamenten führen. Vor allem gilt dies für die nach Dr. Fröhlich, dann aber auch zum Teil für die nach den Formeln von Dr. Dörr berechneten Fundamente.

Zu diesem Zweck sei zunächst gesagt, daß ich nicht mehr, wie es bisher üblich war, darauf ausgehe, den Spitzenzug eines Mastes zu berechnen, sondern daß ich die Frage stelle, welches Moment von dem Fundament des Mastes, der unter der Einwirkung von äußeren Kräften steht, aufgenommen werden kann. In den meisten Fällen sind nämlich diese Kräfte (Spitzenzug, Wind u. a. m.) bekannt, während das Fundament berechnet werden soll.

Unter dieser Voraussetzung ist das Moment, das infolge des Erdwiderstandes (passiven Erddrucks) aufgenommen werden kann, entsprechend den Formeln von Dr. Dörr in „Die Standsicherheit der Masten und Wände im Erdreich" S. 13

$$(1) \qquad t_2 \Sigma H'' (n''+1) = M_1 = \frac{b \gamma \Sigma t_2^3}{6} (4\tau' - 2\tau'^2 - 1).$$

Hierin bedeutet:

t_2 die Höhe des Fundamentes, die sog. Eingrabetiefe (s. a. Abb. 2),

H eine am Mast angreifende wagerechte Kraft,

n'' das Verhältnis $\frac{h''}{t_2}$, worin h'' die Höhe des Angriffspunktes von H'' über der Erdoberfläche ist,

M_1 das Moment, das von dem Fundament infolge seiner Abmessungen aufgenommen werden kann (inneres Moment),

b die Breite des Fundamentes senkrecht zur Richtung der angreifenden Kraft gemessen,

γ das spezifische Gewicht des Erdreiches (von Dr. Dörr für festgestampften Boden bis zu 2180 kg/m³ ermittelt),

ε den Beiwert $\operatorname{tg}^2(45° + \varphi/2)$ des passiven Erddruckes,

τ' ein aus der Gleichung von Dörr

$$(2) \qquad (2\tau'^2 - 4\tau' + 1) \Sigma H'' + 3(2\tau' - 1) \Sigma H' (n''+1) = 0$$

zu ermittelnder Wert.

Im folgenden soll für τ' immer der kleinstmögliche Wert 0,5 eingesetzt werden. Um den Ort des größten Biegungsmomentes des Fundamentschaftes zu ermitteln, wird die Formel 11 der Dörrschen Abhandlung in der Form geschrieben:

$$(3) \qquad y = \sqrt{\frac{2 \Sigma H}{\gamma \varepsilon b}}.$$

Dabei muß $y \leqq \tau' t_2$ sein, sofern diese Formel noch anwendbar sein soll.

Der vorspringende Teil der Platte des Fundamentes wird ebenfalls auf Biegung berechnet, wobei die Bruchfläche des auf dem Vorsprunge lastenden Erdreiches, die bei einer Drehung des Fundamentes entstehen würde, als unter 20° gegen die Senkrechte geneigt angenommen wird. Dieser Wert ist durch Versuche von Dr. Fröhlich gefunden worden.

Die längs der Rißebene entstehende Reibung des Erdreiches ist für die Breite von 1 m:

$$(4) \qquad R = \frac{\gamma t_2}{2} \cdot \varepsilon_0 \varrho l,$$

worin l die Höhe der Rißebene ist, die in dieser selbst gemessen werden soll (Abb. 1).

Mit genügender Genauigkeit kann $l = t_2$ gesetzt werden, wie es bei den nachfolgenden Formeln geschieht. In dem am Schluß angefügten Beispiele ist bei der Bestimmung der Eiseneinlagen der Grundplatte des Fundamentes mit l gerechnet.

ε_0 ist der Koeffizient des Druckes, der im Erdreich durch dieses selbst auf ein Flächenteilchen wirkt. Für den Zustand der natürlichen Spannung, wie er bei Mastfundamenten in Frage kommt, kann $\varepsilon_0 = 1$ gesetzt werden.

ϱ ist die Reibungsziffer von Erde auf Erde. Sie darf nicht größer als $\operatorname{tg}\varphi$ angenommen werden.

Für das Moment, das infolge der Erdreibung, des Erd- und Mastgewichtes sowie des Fundamenteigengewichtes aufgenommen werden kann, ergibt sich nach der Formel 48b von Dr. Dörr in dessen Aufsatz in der „Bautechnik" 1924, Heft 6:

$$\Sigma H_z (h_e + t_2) = \frac{1}{i}\left[\left(G_m + G_e\right)\frac{c_2}{3} + \frac{7\,\gamma\, t_2^2}{24}\cdot \varepsilon_0\, \varrho\, c_2\,(b_2 + c_2)\right].$$

Dabei ist als Hebelarm der Reibung angesetzt $\frac{7}{12}\cdot c_2$ (s. Abb. 2) (Abb. 11 von Dörr in dem obengenannten Hefte der „Bautechnik").

Es kann jedoch, wie leicht abzuleiten ist, für diesen angenommen werden:

$$\frac{b_2\left(\frac{c_2}{2}+\frac{c_2}{3}\right)+2\cdot\frac{c_2}{2}\left(\frac{c_2}{4}+\frac{c_2}{3}\right)}{b_2+c_2} = \frac{c_2\,(10\,b_2+7\,c_2)}{12\,(b_2+c_2)}.$$

Damit geht die Gl. 48b von Dörr über in:

$$(5)\quad \Sigma H_z (h_e + t_2) = M_2 = \frac{c_2}{3\,i}\left[G_m + G_e + \frac{\gamma\, t_2^2}{8}\cdot \varepsilon_0\, \varrho\,(10\,b_2 + 7\,c_2)\right].$$

Das Moment, das sich damit ergibt, ist um

$$\frac{\gamma\, t_2^2}{8}\cdot \varepsilon_0\, \varrho\, b_2\, c_2$$

größer, als das nach der Gl. 48b von Dörr ermittelte.

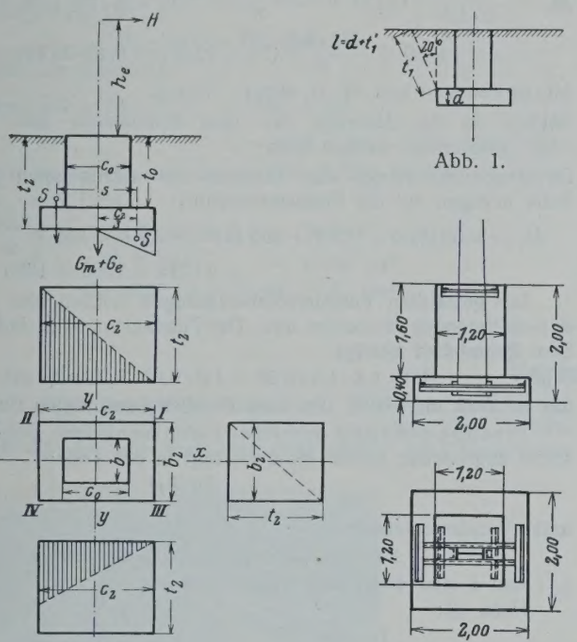


Abb. 2.

Abb. 1.

Abb. 3.

Es soll nun noch der Fall betrachtet werden, daß Kräfte in verschiedenen Richtungen an dem Mast angreifen.

Dieser Fall kommt bei jedem einfachen Mast vor, wenn beispielsweise der Wind eine andere Richtung annimmt als der Spitzenzug, vor allem aber auch bei Eckmasten, die infolge der stets wirkenden Seilzüge in verschiedenen Richtungen beansprucht werden.

Im folgenden soll angenommen werden, daß die beiden Kraftrichtungen senkrecht zueinander stehen, da auch dann, wenn dies nicht der Fall sein sollte, jederzeit eine Zerlegung der vorhandenen Kräfte nach diesen beiden Richtungen (x—x und y—y) (s. Abb. 2) möglich ist. Dann ist bezüglich des Momentes, das infolge Erdwiderstandes vom Fundament aufgenommen werden kann, zu sagen, daß dieses für jede Richtung ebenso groß ist, als das für die erste Richtung ermittelte, also gleich M_1.

Zu Formeln für die Momente, die infolge von Erdreibung, Erd- und Mastgewicht sowie Fundamenteigengewicht übertragen werden können, gelangt man durch folgende Überlegung.

Erd- und Mastgewicht werden bei Kraftangriff in verschiedenen Richtungen nicht mehr ausschließlich einer der Kraftrichtungen zugute kommen, sondern sie werden sich teils in der einen, teils in der anderen Richtung den wirkenden Momenten entgegenstellen. Ist die Kraft und damit das Moment in der y-Richtung $= 0$, so fällt $G_m + G_e$ ganz der x-Richtung zu. Wäre die Kraft in der x-Richtung $= 0$, so würde $G_m + G_e$ vollständig für die y-Richtung in Ansatz zu bringen sein. Sind beide Kräfte gleich, so wird in jeder Richtung $\frac{G_m + G_e}{2}$ einer Verdrehung des Fundamentes entgegenwirken. Allgemein gesprochen wird sich $G_m + G_e$ entsprechend der Größe der Momente zur Gegenwirkung auf diese verteilen.

Ist das äußere Moment in der x-Richtung M_1, in der y-Richtung M_2, so kommt auf die erste $(G_m + G_e)\,\frac{M_1}{M_1 + M_2}$

und auf die zweite . . . $(G_m + G_e)\,\frac{M_2}{M_1 + M_2}$.

Die Reibungskräfte, die für die beiden Richtungen in Ansatz zu bringen sind, folgen nicht unmittelbar diesem Gesetz; sie sind vielmehr nach dem Anteil zu bemessen, der von der betreffenden Kraft bezw. dem betreffenden Moment einer Reibungsfläche entnommen werden kann. Dabei ist natürlich zu beachten, daß die Summe der von beiden Kräften entnommenen Teilkräfte nicht größer als die gesamte Reibungskraft der betreffenden Fläche sein darf. Betrachten wir beispielsweise die Reibungsfläche an der Kante II—IV (Abb. 2). Die gesamte Reibungskraft dieser Fläche ist:

$$\frac{\gamma\, t_2^2}{2}\cdot \varepsilon_0\, \varrho\, b_2.$$

Wäre diese Kraft in der x-Richtung allein wirksam, so würde dieser ganze Betrag für das aufzunehmende Moment in Rechnung gestellt werden können. Da jedoch noch eine Kraft in der y-Richtung angreifen soll, so wird ein gewisser Teil der Reibungskraft für dieses zweite Moment in Anspruch genommen. Wäre diese Kraft allein vorhanden, so würde der von ihr der gesamten Reibungskraft entnommene Betrag sein

$$\frac{\gamma\, t_2^2}{2}\cdot \varepsilon_0\, \varrho\, b_2\cdot\frac{1}{2}.$$

Die Anteile für die beiden Kraftrichtungen verhalten sich also wie 1 : 2. Da nun die Summe der Anteile gleich der Gesamtreibungskraft sein muß, so beträgt der Anteil für die x-Richtung $\frac{\gamma\, t_2^2}{2}\cdot \varepsilon_0\, \varrho\, b_2\cdot\frac{2}{3}$,

der Anteil für die y-Richtung $\frac{\gamma\, t_2^2}{2}\cdot \varepsilon_0\, \varrho\, b_2\cdot\frac{1}{3}$.

Der Hebelarm der ersten Kraft ist $\frac{c_2}{3}+\frac{c_2}{2}=\frac{5}{6}\cdot c_2$;

für die zweite Kraft wäre dieser: $\frac{2}{3}\cdot b_2 - \frac{b_2}{6} = \frac{b_2}{2}$.

In Abb. 2 sind die Anteile der Reibungskräfte für die verschiedenen Richtungen in den umgeklappten Reibungsflächen angegeben. Die auf die x-Richtung entfallenden Teilkräfte sind schraffiert.

Die für diese Richtung in Betracht kommenden Kräfte nebst deren Hebelarme sind in der Tabelle 1 zusammengestellt.

Tabelle 1.

Seite	Kraft	Hebelarm
	$(G_m + G_e)\,\frac{M_1}{M_1 + M_2}$	$\frac{c_2}{3}$
II—IV	$\frac{\gamma\, t_2^2}{2}\cdot \varepsilon_0\, \varrho\, b_2\cdot\frac{2}{3}$	$\frac{c_2}{3}+\frac{c_2}{2}=\frac{5}{6}\,c_2$
III—IV	$\frac{\gamma\, t_2^2}{2}\cdot \varepsilon_0\, \varrho\, c_2\cdot\frac{1}{3}$	$\frac{2}{3}\,c_2-\frac{c_2}{6}=\frac{c_2}{2}$
I—II	$\frac{\gamma\, t_2^2}{2}\cdot \varepsilon_0\, \varrho\, c_2\cdot\frac{1}{2}$	$\frac{c_2}{2}$

Damit wird das Moment in der x-Richtung:

$$M_2' = \frac{1}{i}\left[(G_m + G_e)\frac{M_1}{M_1 + M_2}\cdot\frac{c_2}{3} + \frac{\gamma\, t_2^2}{2}\left(b_2\cdot\frac{2}{3}\cdot\frac{5}{6}\,c_2 + \frac{c_2}{3}\cdot\frac{c_2}{2} + \frac{c_2}{2}\cdot\frac{c_2}{2}\right)\right]$$

oder

$$(6)\quad M_2' = \frac{c_2}{3\,i}\left[(G_m + G_e)\frac{M_1}{M_1 + M_2} + \frac{5}{24}\,\gamma\, t_2^2\, \varepsilon_0\, \varrho\, c_2\,(4\,b_2 + 3c_2)\right].$$

Für die y-Richtung erhält man die in der Tabelle 2 angegebenen Kräfte und Hebelarme:

Tabelle 2.

Seite	Kraft	Hebelarm
	$(G_m + G_e)\,\frac{M_2}{M_1 + M_2}$	$\frac{b_2}{3}$
III—IV	$\frac{\gamma\, t_2^2}{2}\cdot \varepsilon_0\, \varrho\, c_2\cdot\frac{2}{3}$	$\frac{b_2}{2}+\frac{b_2}{3}=\frac{5}{6}\,b_2$
II—IV	$\frac{\gamma\, t_2^2}{2}\cdot \varepsilon_0\, \varrho\, b_2\cdot\frac{1}{3}$	$\frac{2}{3}\cdot b_2-\frac{b_2}{2}=\frac{b_2}{2}$
I—III	$\frac{\gamma\, t_2^2}{2}\cdot \varepsilon_0\, \varrho\, b_2\cdot\frac{1}{2}$	$\frac{b_2}{2}$

Für diese Richtung ist somit das innere Moment

$$M_2'' = \frac{1}{i}$$

$$\left[(G_m + G_e)\frac{M_2}{M_1 + M_2}\cdot\frac{b_2}{3} + \frac{\gamma\, i_2^2}{2}\cdot \varepsilon_0\, \varrho\left(\frac{2}{3}\cdot c_2\cdot\frac{5}{6}\cdot b_2 + \frac{b_2}{3}\cdot\frac{b_2}{2} + \frac{b_2}{2}\cdot\frac{b_2}{2}\right)\right]$$

oder

$$(7)\quad M_2'' = \frac{c_2}{3\,i}\left[(G_m + G_e)\frac{M_2}{M_1 + M_2} + \frac{5}{24}\cdot\gamma\, t_2^2\,\varepsilon_0\,\varrho\, b_2\,(4\,c_2 + 3\,b_2)\right].$$

Die Ähnlichkeit im Aufbau der beiden Formeln 6 u. 7 ist leicht zu erkennen. Für den Fall des quadratischen Fundamentes ($c_2 = b_2$) wird, wenn auch noch $M_1 = M_2$:

$$\frac{M_1}{M_1 + M_2} = \frac{M_2}{M_1 + M_2} = \frac{1}{2}.$$

Damit gehen die beiden Formeln 6 u. 7 über in

$$(8)\quad M_2' = M_2'' = \frac{c_2}{3\,i}\left[(G_m + G_e)\frac{1}{2} + \frac{35}{24}\cdot\gamma\, t_2^2\,\varepsilon_0\,\varrho\, c_2^2\right].$$

Es soll nun an einem Beispiel der Gebrauch obiger Formeln gezeigt werden.

Beispiel.

Bei einem oberbayerischen Kraftwerk war ein Mast berechnet als vollwandiger genieteter Träger von 8,5 m Höhe für folgende äußeren Kräfte: Spitzenzug 1050 kg, Wind a. d. Mast 30 kg/m (in Richtung des Spitzenzuges wirkend); Wind auf einen am Mast angebrachten Trennschalter 275 kg. Angriffspunkt dieser Kraft über Fundament O.-K. = 5,80 m.

Nach Dr. Fröhlich gestaltet sich die Berechnung des Fundamentes wie folgt:

Moment in halber Eingrabetiefe, wenn diese auf 2 m geschätzt wird:

$$M = 1050(8{,}50 + 1{,}0) + 275(5{,}8 + 1{,}0) + 30\cdot 8{,}5\left(\frac{8{,}5}{2} + 1{,}0\right) = 13186\ \text{kgm}.$$

Mittels der Tabelle auf S. 53 der Fröhlichschen Abhandlung findet man als Fundamentabmessungen

$$b_1 = 1{,}20, \qquad b_2 = 2{,}00,$$
$$t_1 = 1{,}60, \qquad t_2 = 2{,}00.$$

Das Fundament ist in Abb. 3 dargestellt. Sein Rauminhalt beträgt:

$$v = 2{,}0^2\cdot 0{,}4 + 1{,}2^2\cdot 1{,}6 = 3{,}9\ \text{m}^3.$$

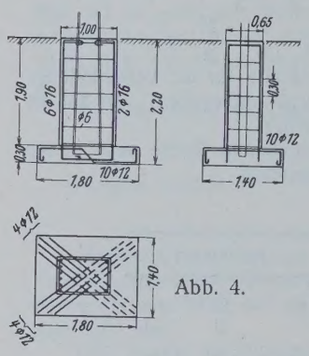


Abb. 4.

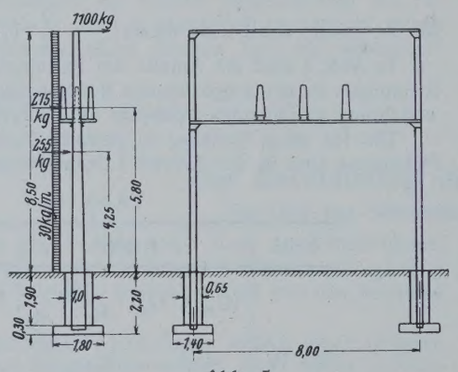


Abb. 5.

Nach den oben angegebenen Formeln ergibt sich folgendes:

Infolge des Erdwiderstandes allein kann vom Fundamente (Abmessungen s. Abb. 4) aufgenommen werden:

$$M_1 = \frac{b\,\gamma\,\varepsilon\,t_2^3}{6}(4\,\tau' - 2\,\tau'^2 - 1).$$

Hierin ist:

b die Breite des Fundamentschaftes quer zur Richtung des Momentes gemessen = 0,65 m (s. Abb. 2),

$\gamma = 2000$ kg/m³ das Gewicht festgestampfter Erde (von Dörr, wie bereits auf S. 348 bemerkt, nach Versuchen mit 2150 bis 2180 kg/m³ angegeben),

t_2 die Fundamenttiefe,

$\varepsilon = \text{tg}^2(45° + \varphi/2)$ der Beiwert für den passiven Erddruck. Für $\varphi = 40°$ ist $\varepsilon = 4{,}6$,

τ' der aus der Gl. 2 nach Dörr zu errechnende Wert, dessen Bedeutung in der Abhandlung von Dörr über die Standsicherheit der Masten und Wände im Erdreich, S. 6, erläutert ist, und der hier mit seinem Kleinstwert 0,5 in die Rechnung eingeführt werden soll.

Es ergibt sich nun:

$$M_1 = \frac{0{,}65\cdot 2000\cdot 4{,}6\cdot 2{,}2^3}{6}\cdot 0{,}50 = 5300\ \text{kgm}.$$

Infolge von Erdreibung, Mast- und Erdgewicht sowie Fundamenteigengewicht kann aufgenommen werden nach Gl. 5

$$M_2 = \frac{c_2}{3_i}\left[(G_m + G_e) + \frac{\gamma\, t_2^2}{8}\,\varepsilon_0\,\varrho\,(10\,b_2 + 7\,c_2)\right].$$

Hierin bedeutet:

ε_0 den zwischen ε und ε' liegenden Beiwert des Druckes von Erde auf Erde in der Tiefe t_2, in unserem Falle = 1 gesetzt, als dem natürlichen Zustande entsprechend,

ϱ die Reibungszahl von Erde auf Erde = 0,35 ($\text{tg}\,\varphi = 0{,}839$ s. Bem. S. 348),

i = 1,5 ist der von Dörr eingeführte Sicherheitsgrad,

t_2 = 2,20 m, b_2 = 1,40 m, c_2 = 1,80 m, c_0 = 1 m sind die gewählten Fundamentabmessungen (s. Abb. 4),

G_m = Mastgewicht + Fundamenteigengewicht.

Im vorliegenden Falle ist das erstere . . . . . = 800 kg,
hierzu kommen vom Abspannträger, Trennschalter und Trennschalterträger . . . . . 1670 „
das Fundamentgewicht ist:
$(1{,}8\cdot 1{,}4\cdot 0{,}30 + 1{,}0\cdot 0{,}65\cdot 1{,}9)\cdot 2300 = 1{,}989\cdot 2300$ = 4570 „.

Das Gewicht des Betons ist mit 2300 kg/m³ angenommen, weil das Fundament entsprechend den auftretenden Momenten eine Eisenbewehrung erhält.

Es ist nun G_m . . . . . = 7040 kg,
das Gewicht der über dem Fundamentabsatz ruhenden Erde ist $G_e = (1{,}8\cdot 1{,}4 - 1{,}0\cdot 0{,}65)\cdot 1{,}9\cdot 2000$
$= 1{,}87\cdot 3800$ . . . . . = 7110 „
somit ist $G_m + G_e$ . . . . . = 14150 kg.

Setzt man diese Werte in die Gleichung für M_2 ein, so ergibt sich:

$$M_2 = \frac{1{,}8}{3\cdot 1{,}5}\left[14150 + \frac{2000\cdot 2\cdot 2^2}{8}\cdot 1\cdot 0{,}35\,(10\cdot 1{,}04 + 7\cdot 1{,}8)\right]$$
$$= \frac{2}{5}\left[14150 + \frac{484\cdot 3{,}5}{4}(14 + 12{,}6)\right] = 0{,}40\cdot 25430 = 10170\ \text{kgm}^1)$$

hierzu kommen von M_1 (s. oben) . . . . . 5300 „
folglich ist das Moment, das vom Fundament aufgenommen werden kann . . . . . 15470 kgm.

Demgegenüber beträgt das Moment, das aufzunehmen ist (in diesem Falle bezogen auf die Fundamentsohle):

$$M_1 = 1050\,(8{,}50 + 2{,}20) + 255\,(5{,}80 + 2{,}20) + 255\left(\frac{8{,}50}{2} + 2{,}20\right) =$$
$$= 11240 + 2200 + 1650 = 15090\ \text{kgm}.$$

Die gewählten Fundamentabmessungen reichen also zur Aufnahme des auftretenden Momentes aus. Das Fundament ist in Abb. 5 dargestellt. Sein Rauminhalt beträgt:

$$(5)\quad V = 1{,}8\cdot 1{,}4\cdot 0{,}30 + 1{,}0\cdot 0{,}65\cdot 1{,}9 \approx 2{,}0\ \text{m}^3,$$

das ist etwa die Hälfte des nach Fröhlich berechneten Fundamentes.

Eisenbewehrung des Fundamentschaftes. Das am Fundamentschaft angreifende größte Moment liegt in der Tiefe

$$y = \sqrt{\frac{2\,\Sigma H}{\gamma\,\varepsilon\,b}}$$

unter Fundamentoberkante

$$2\,\Sigma H = (1050 + 275 + 255)\cdot 2 = 3160\ \text{kg},$$

γ, ε und b sind wie früher einzusetzen.

Dann ist:

$$y = \sqrt{\frac{3160}{2000\cdot 4{,}6\cdot 0{,}65}} = \sqrt{0{,}528} = 0{,}725\ \text{m}.$$

Da $\tau\cdot t_z \approx 2{,}20\cdot 0{,}50 = 1{,}10$ m ist, so ist der für y gefundene Wert gültig.

Es ist nunmehr:

$$M = 1050\,(8{,}5 + 0{,}73) + 275\,(5{,}80 + 0{,}73) + 255\left(\frac{8{,}5}{2} + 0{,}73\right)$$
$$= 9700 + 1800 + 1270 = 12770\ \text{kgm}.$$

Nach der Tabelle des „Betonkalenders“ 1929, S. 293, ist für

$$\sigma_b/\sigma_e = 20{,}5/1200$$

$$d = 0{,}672\sqrt{\frac{12770}{0{,}65}} + 6 = 100\ \text{cm}$$

$$f_e = 0{,}162\cdot 0{,}65\sqrt{19650} = 14{,}75\ \text{cm}^2$$

Angeordnet 6 ⌀ 18 = 15,26 cm².

Auf der Druckseite werden 2 ⌀ 16 verlegt. Auf den Längsseiten außerdem je 1 ⌀ 16. Die Eisen beider Zonen werden durch Bügel von 6 mm Durchm. im Abstande von ≈ 30 cm verbunden.

Berechnung der Fundamentplatte auf Abreißen. Wie bereits auf S. 348 bemerkt, soll die vordere Begrenzungsfläche des bei einer Drehung des Fundamentes auf dessen Vorsprung lastenden Erdkörpers unter 20° gegen die Lotrechte geneigt sein (s. auch Abb. 1).

Dann ist die obere Breite dieses Erdkeiles:

$$0{,}40 + 1{,}90\cdot \text{tg}\,20° = 0{,}40 + 0{,}364\cdot 1{,}90 = 0{,}40 + 0{,}69 = 1{,}09\ \text{m}.$$

Gewicht des Erdkörpers:

$$\frac{0{,}40 + 1{,}09}{2}\cdot 1{,}9\cdot 2000 = 2830\ \text{kg/m}.$$

---

[1]) Bei Verwendung der Formel 48b von Dr. Dörr hätte man

$$\frac{\gamma\, t_2^2}{8}\cdot\varepsilon_0\,\varrho\, b\, t_2 = \frac{2000\cdot 2{,}2^2}{8}\cdot 1\cdot 0{,}35\cdot 1{,}40\cdot 1{,}80 = 1070\ \text{kgm}$$

weniger erhalten als nach der hier angegebenen Gleichung.

Hebelarm dieser Kraft:

$$s = \frac{1}{1{,}9\,\frac{0{,}40 + 1{,}09}{2}} \left\{ 0{,}40 \cdot 1{,}90 \cdot 0{,}20 + (1{,}09 - 0{,}40)\,\frac{1{,}90}{2}\left[0{,}40 + \frac{(1{,}09 - 0{,}40)}{3} \right] \right\}$$

$$= 0{,}399 \text{ m} \left(\approx \frac{0{,}40 + 1{,}09}{2} \cdot \frac{1}{2} \approx 0{,}37 \text{ m} \right).$$

Die Reibungskraft, die längs der Bruchfläche auftritt, ist nach Gl. 4:

$$R = \frac{\gamma\, t_2}{2} \cdot \varepsilon_0\, \varrho\, l.$$

Für l ist hier die Höhe der Fundamentplatte

$$d + \frac{t_2}{\cos 20^\circ} = 0{,}30 + \frac{1{,}90}{0{,}9397} = 0{,}30 + 2{,}02 = 2{,}32 \text{ m}$$

zu setzen. Man erhält:

$$R = \frac{2000 \cdot 2{,}20}{2} \cdot 1 \cdot 0{,}35 \cdot 2{,}32 = 1790 \text{ kg}.$$

Der Hebelarm dieser Kraft ist:

$$s_1 = \frac{2{,}02\,\frac{0{,}40 + 1{,}09}{2} + 0{,}30 \cdot 0{,}40}{2{,}32} = 0{,}701 \text{ m}.$$

Das Platteneigengewicht ist:

$$0{,}30 \cdot 2400 = 720 \text{ kg/m}.$$

Damit findet man als Moment:

$$= 2830 \cdot 0{,}399 + 720 \cdot \frac{0{,}40^2}{2} + 1790 \cdot 0{,}701$$

$$= 1130 + 58 + 1254 = 2442 \text{ kgm}.$$

Nach der Tabelle des „Betonkalenders“ 1929, S. 293, ist für

$\sigma_b / \sigma_e = 29/1200$

$d = 0{,}504 \sqrt{2442} + 5 = 30$ cm

$f_e = 0{,}221 \sqrt{2442} = 10{,}93$ cm²

Gewählt 10 ⌀ 12 mit 11,31 cm².

In der Querrichtung erhält die Fundamentplatte dieselbe Bewehrung. Wo nötig, werden Verteilungseisen 4 ⌀ 6 f. 1 lfd. m angeordnet. Zur Sicherung der Ecken werden außerdem 3 ⌀ 12 in der Richtung der Diagonalen angeordnet. Die Führung der Eisen ist aus Abb. 5 ersichtlich.

Ein Vergleich dieses Fundamentes mit dem Fröhlichschen hinsichtlich der Sicherheit sowohl wie der Wirtschaftlichkeit dürfte sich erübrigen.

Es sei noch bemerkt, daß infolge von Wind senkrecht zum Spitzenzug, Eigengewicht des Abspannträgers und Monteurlast, an der Einspannstelle des mit dem Abspannträger rahmenartig verbundenen Mastes ein Moment von ≈ 1100 mkg entsteht (s. Abb. 4). Eine besondere Untersuchung des Fundamentes hierfür etwa nach den Gl. 6 und 7 ist jedoch nicht nötig, da dieses Moment ohne weiteres durch den Erdwiderstand ($M = 5300$ kgm) aufgenommen werden kann.

Hinsichtlich der Sicherheit der so berechneten Fundamente ist hervorzuheben, daß diese erheblich größer ist als eine 1,5fache, und zwar aus zwei Gründen. Einmal ist die Berechnung des Momentes infolge von Mastgewicht, Fundamenteigengewicht und Erdgewicht ohne Berücksichtigung der Neigung der Rißebene nach außen hin durchgeführt, obwohl dadurch der Widerstand des Fundamentes gegen Verdrehen nicht unerheblich vergrößert wird. Ferner ist der Druck des Erdreiches auf die Fundamentsohle nicht in Rechnung gestellt. Die Dörrschen Formeln sind für den in die Erde gesteckten geraden Stab abgeleitet, für die dieser Druck keine Rolle spielt. Bei den Fundamentflächen jedoch, wie sie bei Mastfundamenten vorkommen, dürfte dieser erheblich ins Gewicht fallen.

Fragen wir uns schließlich, wie es kommt, daß die Fröhlichschen Fundamente so viel mehr an Material erfordern, als die Dörrschen bezw. die nach den hier abgeleiteten Formeln berechneten, so ist diese Frage eigentlich schon von Dr. Dörr in seiner Abhandlung „Die Standsicherheit der Masten und Wände im Erdreich“ beantwortet. Dr. Fröhlich hat seine Formeln aus einer Reihe von Versuchen abgeleitet, deren Ergebnisse er in nicht entsprechender Weise verwertet hat. Vor allem hat er bei der Berechnung abgestufter Fundamente die so wichtige Erdreibung wie auch das in Frage kommende Erdgewicht vernachlässigt, so daß er viel zu große Fundamentabmessungen bekommen mußte.

Vermischtes.

Umbau der „High Bridge“ in New York. Die erste Kanalbrücke in den Vereinigten Staaten ist die in der Zeit von etwa 1839 bis 1848 erbaute High Bridge in New York, die ursprünglich zwei Wasserrohre von 91 cm Durchm. über den Harlem-Fluß führte, zu denen im Jahre 1861 ein drittes Rohr von 229 cm Durchm. kam. Die Brücke bestand aus 16 halbkreisförmigen Bogen aus Granit-Mauerwerk mit einer lichten Höhe von 30 m über HW. Abb. 1 zeigt eine Aufsicht auf die alte Brücke mit den freigelegten Rohrleitungen.

Vier von den Flußpfeilern standen in dem Flußbett und bildeten mit dem zunehmendem Verkehr ein immer größer werdendes Hindernis für die Schiffahrt. Im Jahre 1926 wurde daher ihre Beseitigung beschlossen. Über die hierzu erforderlichen Arbeiten wird in der Zeitschrift „The American Architect“ 1929, Januarheft, berichtet.

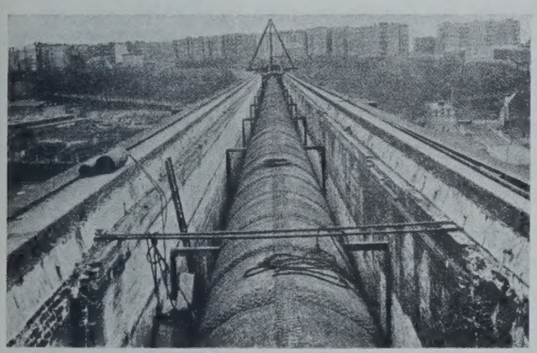


Abb. 1.

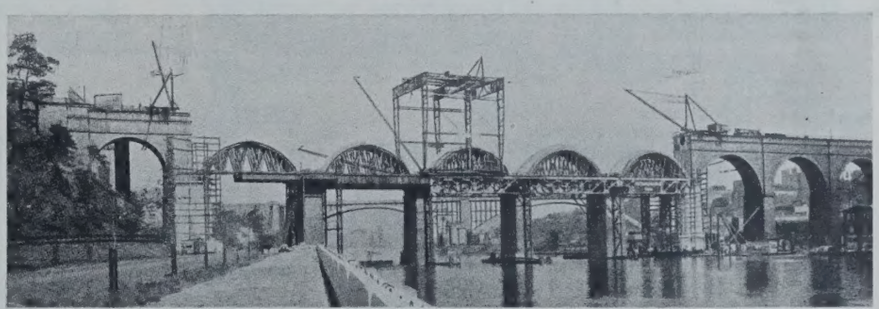


Abb. 2.

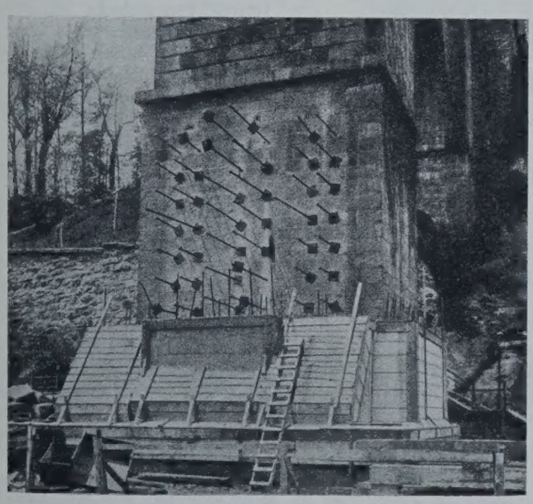


Abb. 3.

Abb. 4.

Gegen die Veränderung des alten historischen Bauwerkes erhoben viele Kreise Einspruch. Es siegten jedoch die Verkehrsbelange, die die Freilegung des Stromes forderten. Fünf der gemauerten Bogen wurden durch einen eisernen Vollwand-Bogenträger ersetzt. Diese Lösung wurde auch schon deswegen notwendig, weil die Untersuchung der alten Pfeiler ergab, daß lediglich die Landpfeiler auf dem anstehenden Felsen, die zwischenliegenden auf Pfählen gegründet waren.

Der Abbruch der fünf zu beseitigenden Bogen mußte sehr vorsichtig und gleichmäßig vor sich gehen, da die sie stützenden Strompfeiler nur standfest waren, solange die Kämpferdrücke der anschließenden Bogen gleichzeitig wirkten. Abb. 2 zeigt den Abbruch dieser Bogen. Die stehenbleibenden Landpfeiler waren zwar Gruppenpfeiler, genügten also auch bei einseitigem Kämpferdruck. Das höhere Gewicht des weiter gespannten Stahlbogens erforderte jedoch erhebliche Verstärkungen aus Eisenbeton an diesen Landpfeilern (Abb. 3).

Die Arbeiten begannen mit der Verstärkung der Landpfeiler, dann wurden die Strompfeiler und die gemauerten Bogen beseitigt und schließlich der eiserne Überbau montiert. Der letztere hat eine Spannweite von 91 m und eine lichte Höhe von 30 m über GHW. Abb. 4 zeigt den Bogen während der Montage. Lp.

Die Owyheetalsperre, die höchste Talsperre der Welt. Am 7. Juni 1928 sind die Angebote für den Bau der Owyheestaumauer geöffnet worden. Diese mächtige Talsperre wird vom „U. S. Bureau of Reclamation" für die Bewässerung großer Ländereien in den Staaten Oregon und Idaho erbaut. Hierzu soll der Owyheefluß im Canyon, im sogenannten „Hole in the ground" (Loch im Boden), etwa 31 Kraftwagenmeilen südwestlich Nyssa, Oregon, gestaut werden. Die aus Beton auszuführende Staumauer (Abb. 1) erhält in Kronenhöhe eine Länge von 263,5 m und eine durchschnittliche größte Höhe von 120,9 m über der Fundamentsohle. Die größte Höhe über einer Verwerfungsspalte wird sogar 125,6 m bezw. an der tiefsten Stelle der Spalte überhaupt 161,20 m über Fundamentunterkante betragen. Der Überlauf erhält kreisförmigen Querschnitt und ist, wie Abb. 2 zeigt, am rechten Ufer angeordnet. Behälter, Bewässerung und Wasserkraftwerk werden je durch besondere Hochdruckschieber bedient. In Abb. 3 sind einige Querschnitte durch die Staumauer einschließlich solcher durch Über- und Leerlauf dargestellt.

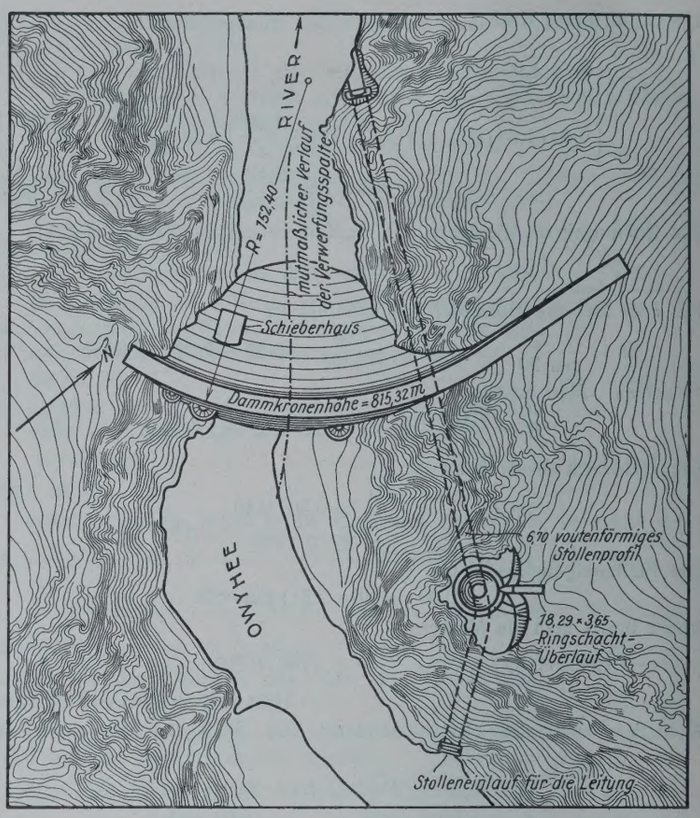


Abb. 1. Lageplan der Owyheetalsperre.

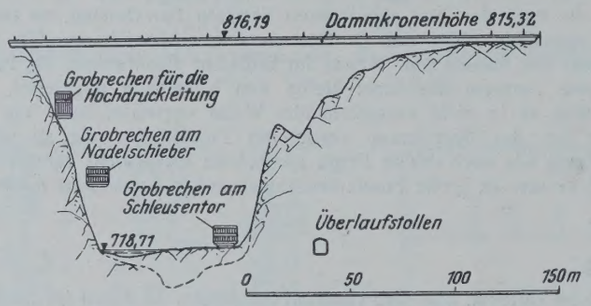


Abb. 2. Talseitige Ansicht des Staudamms.

Die Bundesregierung als Bauherrschaft baut nun zunächst einen normalspurigen Eisenbahnanschluß nach der Baustelle, um die Beförderung der gewaltigen Baustoffmengen dorthin zu ermöglichen. Diese 38,2 km lange Bahnstrecke wird ihren Ausgangspunkt in der Nähe der Sand- und Kiesgruben von Dunaway Siding, einem Zweige der Oregon Short Linie nehmen. Die Regierung hat sich vertraglich verpflichtet, dem Bauunternehmer der Talsperre diese Normalspur-Nebenbahn in betriebsfertigem Zustande zur Verfügung zu stellen. Für das gesamte zum Bau erforderliche Betriebsmaterial hat die Bauunternehmung zu sorgen, ebenso ist diese zur Unterhaltung der Eisenbahnstrecke verpflichtet.

Bis zum Bau der „Great Boulder Canyon" Staumauer wird die Owyheetalsperre die höchste Talsperre der Welt sein. In Kronenhöhe erhält sie eine Mauerstärke von 9,3 m, in Fundamenthöhe eine Stärke von 72,2 m. Wasserseitig fällt die Innenseite der Staumauer die ersten 23,5 m, von der Krone an gemessen, senkrecht ab, weiter abwärts ist sie 0,05 : 1, luftseitig durchweg 0,626 : 1 geneigt. Im Hinblick auf die in den letzten Jahren eingestürzten Talsperren mit ihren unglücklichen Folgen ging man hier bezüglich der geologischen Untersuchungen sehr sorgfältig vor. Sowohl drei hervorragende Geologen als auch drei besonders erfahrene Ingenieure sind mit der geologischen Untersuchung der Baustelle beauftragt worden. Für diesen Zweck wurde ein Betrag von nahezu 100000 Dollar aufgewendet. Zur Feststellung der Untergrundverhältnisse sind 73 Bohrlöcher mit zusammen 2320 m Länge gesetzt worden.

Die Wassertiefe im fertigen Staubecken wird später zwischen 108,5 und 83,7 m betragen. Die letztgenannte Wassertiefe wird zu allen Zeiten vorhanden sein. Der größte Teil des zu schaffenden Staubeckens kommt in vorbasaltischen, praktisch wasserdichten Tuff zu liegen. Solcher steht namentlich an der Baustelle sowie der Strecke der größten Wassertiefe an. Am oberen Ende des Staubeckens, wo die Wassertiefe kleiner ist, stehen

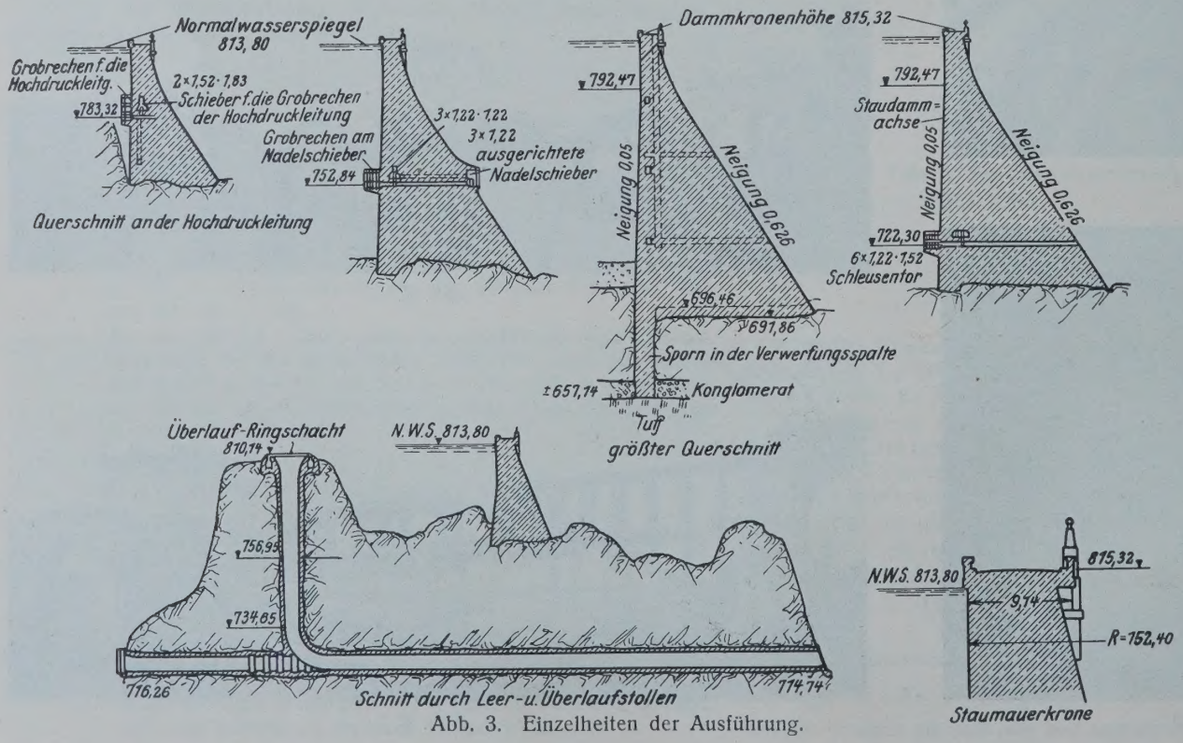


Abb. 3. Einzelheiten der Ausführung.

praktisch ebenfalls wasserdichte Formationen von Konglomeraten, Sandstein, Schiefer und Tuff an. Nach den geologischen Untersuchungsergebnissen wären nirgends größere Leckstellen in Aussicht zu nehmen.

An der Baustelle lieferten die Bohrergebnisse für die ersten 18,6 m unter der Flußsohle Sand, Kies, Findlinge und Geröll, darunter Rhyolit. Letzterer geht bis in eine Tiefe von 52,7 bis 66,7 m unterhalb des Flußwasserspiegels. Er ist in Pechsteinkonglomerat eingebettet, das bis in unbekannte Tiefen von Tuff unterlagert ist. Alle Gutachten der Sachverständigen stimmen bezüglich der Eignung der Baustelle überein. Die einzige Stelle, die zu einigen Bedenken Anlaß gibt, ist eine etwa in der Flußmitte gelegene Verwerfungsspalte. Diese ist mit Ton und Gesteinstücken in der Größe von etwa 15 cm, ausnahmsweise bis zu 35 cm Länge ausgefüllt. Die Geologen vertreten die Ansicht, daß diese Spalte mit dem Aufhören der Rhyolitbank, also bei Beginn des Tuffes, endigt.

Vor der endgültigen Wahl dieses Staumauertyps sind fünf verschiedene Typen entworfen und untersucht worden. Der für die Ausführung gewählte Typ ergab aber die günstigsten Verhältnisse, insbesondere auch bezüglich des Verlaufes der Drucklinien usw.

In der Staumauer werden in den Höhenlagen 2370 (in Fuß!), 2470 und 2570, also in je 31 m Höhenabstand, Auslaßschützen eingebaut. Der HW-Spiegel wird bei Kote 2670 liegen. Diese Entnahmeschützen werden durch Öldruckzylinder bedient. Vor sämtlichen Entnahmevorrichtungen sind halbzylinderförmige Eisenbetonkonstruktionen für die Rechengitter vorgesehen. Für die Umleitung des Flusses über die Bauzeit muß ein 310,6 m langer Umleitungsstollen ausgeführt werden (Abb. 1 u. 3).

Für die Vergebung der Bauausführung waren nach den Mitteilungen in „Engineering and Contracting“ vom Juni und Juli 1928 u. a. folgende wesentlichste Leistungen ausgeschrieben:

Aushub, Erde und loser Fels	115 000 m³
„ fester Fels	53 200 m³
„ Erde, loser und fester Fels für den Überlauf und Umleitungsstollen	68 800 m³
Bohrlöcher für Mörtelausguß zur Untergrunddichtung	3 400 lfd. m
Bohrlöcher für Entwässerung	2 170 lfd. m
Beton in der Staumauer	375 000 m³
„ „ „ Verwerfungsspalte	13 420 m³
„ am Überlauf und Stollen	9 800 m³
Einbau von Bewehrungseisen	370 000 kg
Installierung von Rohrleitungen und Fittings für Ausmörtelung der Radialfugen	78 000 kg
Installierung der verschiedenen Eisenkonstruktionen	1,4 Mill. kg.

Dr.-Ing., Dr. rer. pol. Haller, Regierungsbaumeister a. D.

Die Kühlanlagen und Getreidespeicher des Hafens von Marseille. Die Kühlanlagen. Nach einem Bericht in Le Génie Civil 1928, Nr. 19, Mai, wurde im Jahre 1912 die erste Einrichtung geschaffen, die acht Kühlräume mit insgesamt 1600 m³ Raum umfaßte; 1913 wurde ein neuer Kühlraum von 1000 m³ und 1916 zwei weitere von zusammen 1800 m³ errichtet. Die nach dem Kriege ständig zunehmende Einfuhr von Gefrierfleisch forderte eine bedeutende Erweiterung der Anlage. Zu diesem Zwecke wurde die im Erdgeschoß des Hauptlagerhauses eingerichtete erste Anlage um weitere 16 Kühlräume erweitert, die über den ursprünglichen angeordnet

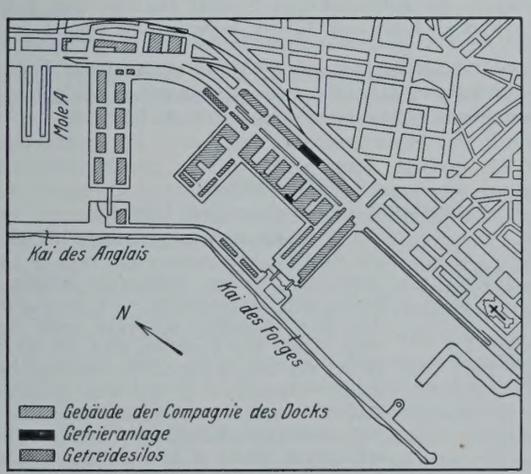


Abb. 1.

wurden, so daß dann insgesamt 27 Kühlräume von zusammen 20 000 m³ mit einer Lagerfähigkeit für 7000 t Gefrierfleisch vorhanden waren. Gleichzeitig wurde im Keller desselben Gebäudes ein Frischhaltungsraum von 800 m³ eingerichtet, der der Aufbewahrung von Lebensmitteln bei 4 bis 10 ° C dient (Abb. 1 u. 2).

Die 16 neuen Kühlräume von je etwa 1000 m³ sind zu vier und vier auf jedem Stockwerk angeordnet. Böden und Decken wurden mit einer Schalung versehen, die eine 10 cm starke Auflage von Teer erhielten, auf die eine 10 cm starke Eisenbetonschicht aufgebracht wurde. An den

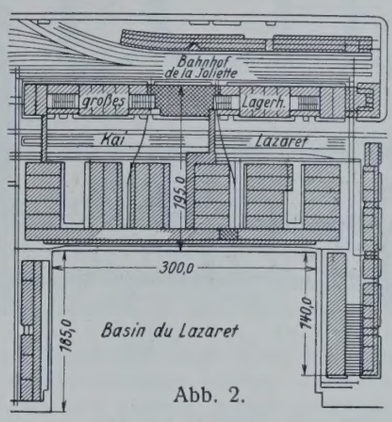


Abb. 2.

Außenwänden wurden im Innern der Räume in 40 bis 50 cm Abstand Abteilwände aus Ziegeln errichtet, die Hohlräume mit körnigem Kork ausgefüllt und die 11 cm starken Wände mit Zement verputzt. Die Innenwände erhielten im Abstande von 30 cm beiderseits Abteilwände. Auch hier wurden die entstandenen Hohlräume mit körnigem Kork ausgefüllt und die Wände mit Zementputz versehen. Die an die Gänge anschließenden Wände wurden in derselben Weise wie die Außenwände isoliert.

Zur Erreichung der gewünschten Gefriertemperatur von —6 bis —8 ° C wurde für die neue Anlage eine Ammoniak-Kompressoranlage mit einer Kälteleistung von 600 000 WE/h gewählt. Die Räume werden gekühlt durch die Umwälzung der Raumluft, die in besonderen Kammern durch das Kühlschlangen durchströmende Ammoniak gekühlt wird.

Zur Erreichung einer gleichmäßigen Raumkühlung wird die umgewälzte Luft durch eine große Zahl von Luftkanälen verteilt. Die Kühlung der älteren Anlagen geschieht durch unterkühlte Sole, die durch entsprechende Kühlschlangen in den einzelnen Kühlräumen umgewälzt wird (Abb. 3).

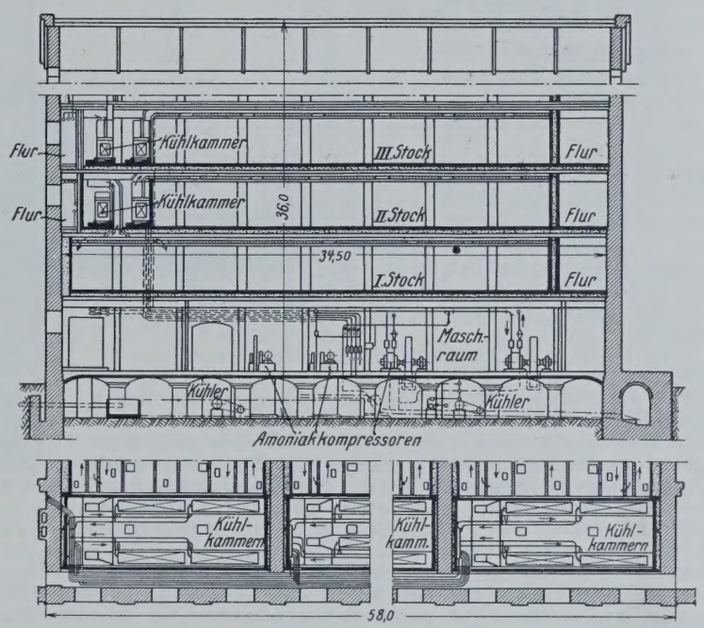


Abb. 3.

In dem im Erdgeschoß angeordneten Maschinenraum sind vier Ammoniak-Kompressoren aufgestellt. Jeder Kompressor wird durch Riementrieb mit Spannrolle von einem Gleichstrommotor von 250 PS bei 650 Umläufen/min und 440 V Spannung angetrieben. Das verdichtete Ammoniak wird in Rieselkondensatoren verflüssigt, die in Bottichen aus Eisenbeton aufgestellt sind. Die Kondensatoren stehen im Keller. Ihnen wird das Kühlwasser, das unmittelbar dem Hafen entnommen und einem an der einen Kellerwand angeordneten Behälter zugeführt wird, durch elektrisch angetriebene Pumpen und Wasserschnecken zugeleitet. Zwischen Kompressor und Kondensator ist je ein Ölabscheider eingebaut. Das verflüssigte Ammoniak wird dann den Regulierventilen zugeleitet, die in dem Maschinenraum angeordnet sind. Die Regulierventile werden bedient von einer außerhalb des Maschinenraums im Bedienungsgang angeordneten Hauptbedienungsstelle aus. Das gedrosselte Ammoniak wird dann in einzelnen Steigleitungen auf die verschiedenen Stockwerke verteilt und den Verdampfern in den einzelnen Luftkühlkammern zugeleitet. Alle Einrichtungen sind doppelt und um- und abschaltbar vorgesehen. Jeder Kühlraum hat seine eigene Kühlkammer, so daß keine Kühlluft aus dem einen in den anderen Kühlraum gelangen kann (Abb. 4).

Aus den am Kai liegenden Schiffen wird das Kühlgut durch elektrische Wagenzugschlepper über eine zwischen Entladeschuppen und Kühllagerhaus errichtete Förderbühne und einen gedeckten Laufsteg unmittelbar dem ersten Stockwerk des Kühlhauses zugeführt und dort der gesamte Wagenzug in einem Lastenaufzug zum entsprechenden Stockwerk gehoben. Hauptsächlichste Kühlgüter sind: Gefrierfleisch aus Argentinien und Australien, das besonders für die Schweiz und Süddeutschland bestimmt ist, Eier aus Marokko, der Levante, Argentinien und Schanghai, Butter aus Frankreich, Argentinien und Dänemark, Fische aus Afrika, Käse und Früchte. Die Räume für die Aufbewahrung von Eiern werden auf 1 ° C

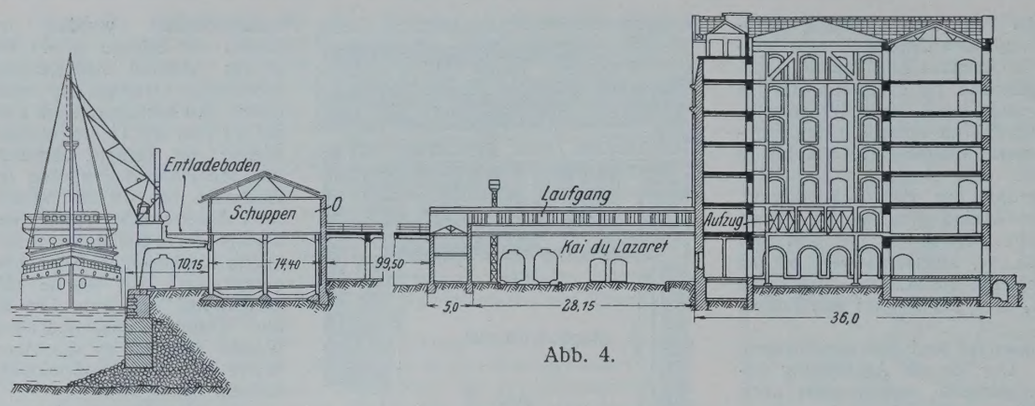
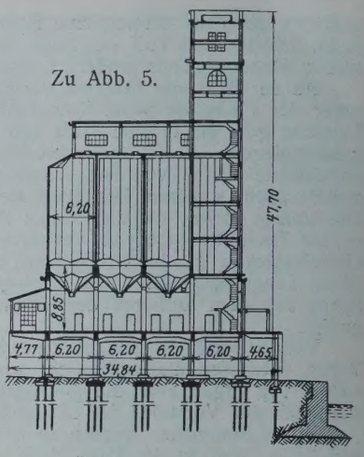


Abb. 4.



Zu Abb. 5.

gehalten und besonders gut gelüftet. Die Behälter mit den Eiern werden so gestaut, daß ein guter Luftumlauf möglich ist, und sie werden, um ein Zusammenkleben der Eier zu verhindern, monatlich regelmäßig umgewendet. Die Behälter für Butter und Käse sind ebenso wie die Eierbehälter gestaut. Die Lagertemperatur für Butter ist — 6 °, die für Käse + 2 ° und die für Früchte 0 bis + 3 ° C.

Die Warenbewegung 1927 war:

	Zugang	Abgang
Butter und Käse	170 t	126 t
Getrocknete Früchte . . .	158 t	154 t
Frische Früchte und Gemüse	394 t	197 t
Eier	678 t	539 t
Pökelwaren	353 t	365 t
Fleisch und Wildbret . . .	13 584 t	13 593 t
Verschiedenes	1 343 t	1 741 t
zusammen	16 680 t	16 715 t

Die Getreidespeicher. In dem Speichergebäude von 93 × 25 m sind 57 zylindrische Zellen von 6 m Durchm. und 42 von den Zwischenräumen der zylindrischen Zellen gebildete weitere Zellen untergebracht. Die Hauptzelle faßt 325 t und jede zwischenliegende Zelle 85 t. Die gesamte Speicherfähigkeit beträgt 22 000 t. Im Erdgeschoß sind vier Längsdurchgänge von je 6,2 m Breite vorgesehen, von denen die mittleren dem Fahrzeugverkehr, die äußeren dem Eisenbahnverkehr dienen (Abb. 5).

Im ersten Stock, der über Treppen erreicht wird, sind die Einrichtungen zum Verladen in Säcke, Sacklager und Geschäftsräume vorgesehen. Die Auslässe der Speicherzellen liegen 4,75 m bezw. 5,70 m über dem Fußboden, so daß der Inhalt jeder Speicherzelle den Lastwagen oder den Eisenbahnwagen zugeführt werden kann. Zum Abtransport der Säcke nach unten dienen 23 eiserne Rutschen. Über den Speicherzellen ist ein mit endlosen Förderbändern ausgerüsteter bedeckter Verteilungsboden angeordnet. Ihm wird das Getreide von einem 48 m hohen Turm zugeführt, der an der Hafenseite des Speichergebäudes in ihm selbst vorgesehen ist, so daß die Schiffe unmittelbar neben ihm liegen. Der Turm hat Getreideelevatoren mit selbsttätigen Waagen, eine Treppe und einen Aufzug, und in ihm sind die Bedienungseinrichtungen für alle Vorrichtungen angeordnet. Das ganze Gebäude ruht auf nahezu 900 Gußbetonpfählen von einer mittleren Länge von 7 m mit je einer Belastung von nahezu 50 t. Die Pfahlköpfe sind von Eisenbetonklötzen umschlossen und in ihnen durch starke Eisenbetonbalken verriegelt. Die Pfeiler des Erdgeschosses und des ersten Stockwerks sind 2,5 × 0,5 m stark. Sie tragen entweder unmittelbar oder unter Vermittlung von sich kreuzenden Eisenbetonbalken von 1,6 × 0,87 m die Speicherzellen.

Das Getreide wird den Schiffen durch Baggerwerke mit 50 bis 60 t stündlicher Leistung entnommen, von denen zwei auf jeden Schiffsraum arbeiten können. Es gelangt dann auf vier am Kai entlang laufenden endlosen Förderbändern verteilt zu den Elevatoren des 48 m hohen Speicherturms, durchläuft dann die selbsttätigen Waagen und wird durch endlose Bänder auf die Speicherzellen verteilt. Jede Fördereinrichtung des Speichers hat eine Leistung von 150 t/h, und die Laufgeschwindigkeit der endlosen Förderbänder beträgt wie die der Elevatoren 2 m/sek. Alle Einrichtungen werden elektrisch angetrieben. Die Bedienung der Entladevorrichtungen und der Kaitransporteinrichtungen geschieht von einer im ersten Stockwerk des Turmes gelegenen Hauptstelle aus. Eine weitere Bedienungsstelle liegt in dem Turmstockwerk, in dem die selbsttätigen Waagen angeordnet sind, und von ihr aus werden alle Transporteinrichtungen des Speichers selbst bedient. Beide Bedienungsstellen sind durch Fernsprecher miteinander verbunden. Schm.

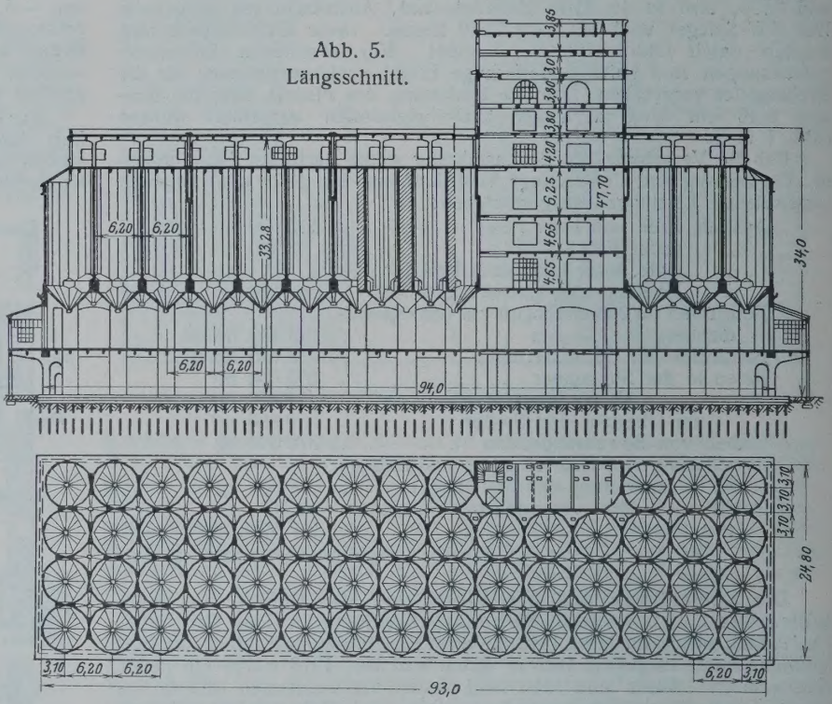


Abb. 5.
Längsschnitt.

Personalnachrichten.

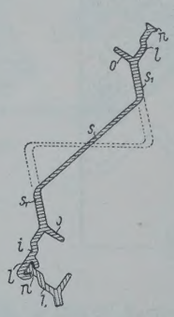
Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: die Reichsbahnoberräte Dr. jur. Adolf Offenberg, Mitglied der R. B. D. Köln, als Abteilungsleiter zur R. B. D. Breslau und Landenberger, Vorstand des R. B. A. Fulda, in gleicher Eigenschaft zum R. B. A. Elberfeld 1, die Reichsbahnräte Andreä, Vorstand des R. B. A. Kolberg, in gleicher Eigenschaft zum R. B. A. Fulda, Dr.-Ing. Halank, bisher bei der Hauptverwaltung in Berlin, als Vorstand zum R. B. A. Kolberg, und Ehrenberg, bisher bei der R. B. D. Trier, als Vorstand zum Reichsbahn-Neubauamt Kuschten.

Überwiesen: die Reichsbahnräte Dr.-Ing. Haase, vom R. B. A. Köln-Deutz 1 zur R. B. D. Köln und Elling vom R. B. A. Köln 1 zum R. B. A. Köln-Deutz 1.

Gestorben: Reichsbahnoberrat Streitz, Mitglied der R. B. D. Berlin, Reichsbahnrat Veil, Vorstand des Reichsbahn-Neubauamts Kuschten, und Reichsbahnamtmann Sauermann beim R. B. A. Berlin 6.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.



Z-Spundbohle. (Kl. 84c, Nr. 466 935 vom 29. 6. 1923, von Anselm Cyran in Düsseldorf.) Während bei den bekannten Bohlen die Flanschen und Stegfortsätze sich nebeneinander an den Steg schließen, schließen sich hier an den Steg allein die Flansche und an diese die Ansätze; der Steg *s* der Z-Spundbohle besitzt verdickte Flansche *s' s'* mit den gespreizten Ansätzen *o* und *l*, von denen die im mittleren Teil mit einer Kröpfung *i* und an den Enden mit einem Wulst *n* und seitlicher Klaue *k* versehen sind. Durch die Ansätze *o* wird bei verbundenen Bohlen an der Verbindungsfuge die zugängliche, die Fuge umschließende Nut gebildet.

INHALT: Zur Beschränkung der Rutschungsgefahr bei Herstellung von Einschnitten durch Abflachen der Böschungen. — Schleusen ohne Wasserverbrauch. (Fortsetzung.) — Zur Berechnung der Mastfundamente. — Vermischtes: Umbau der „High Bridge" in New York. — Owyheetalsperre, die höchste Talsperre der Welt. — Kühlanlagen und Getreidespeicher des Hafens von Marseille. — Personalnachrichten. — Patentschau.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

7. Jahrgang BERLIN, 7. Juni 1929 Heft 24

Alle Rechte vorbehalten.

Dieselspüler.

Von Regierungs- und Baurat **Hans Koch,** Potsdam.

Die Verwaltung der Märkischen Wasserstraßen hat im Jahre 1926 erstmalig einen Spüler (Schutensauger) in Bau gegeben, bei dem an Stelle der bisher allgemein üblichen Dampfmaschinenanlage eine Dieselmotorenanlage als Kraftquelle dient. Das Gerät wurde von der Übigau-A.-G. Schiffswerft, Dresden-Übigau gebaut und im Herbst 1926 in Betrieb genommen. Es erhielt den Namen „Plaue". Nachdem es nunmehr über zwei Jahre im Betrieb erprobt ist und sich dabei, um es vorwegzunehmen, vorzüglich bewährt hat, ist es an der Zeit zu berichten, welche Gründe zur Wahl des Dieselantriebes geführt haben, welche Gesichtspunkte für die Konstruktion im einzelnen maßgebend sind, wie hiernach das Gerät ausgeführt worden ist und welche Betriebsergebnisse erzielt worden sind.

Spüler (Schutensauger) sind schwimmende Geräte, die den von Eimerbaggern in besondere Schuten gebaggerten Boden durch Zusatz von Wasser in flüssige Form bringen, durch eine Förderpumpe mit Hilfe eines Saugrüssels aus der Schute heraussaugen und mittels einer langen Rohrleitung auf die aufzuspülende Fläche drücken. Dabei beträgt die Menge des Zusatzwassers je nach Art des Bodens im allgemeinen das Fünf- bis Zehnfache desselben, kann jedoch bei besonders schwerem Boden noch wesentlich größer sein. Da der Spüler das gesamte Gemisch mehrere Meter hoch an Land drücken und dabei noch den Widerstand der meist einige hundert Meter langen Druckrohrleitung überwinden muß, beträgt die hierfür aufzuwendende Leistung ein Vielfaches, durchschnittlich fast das Zehnfache der von einem Eimerbagger für den Aushub der gleichen Bodenmenge aufzuwendenden Leistung. Die dadurch bedingte verhältnismäßig große Maschinenanlage belastet naturgemäß den Baggerbetrieb erheblich.

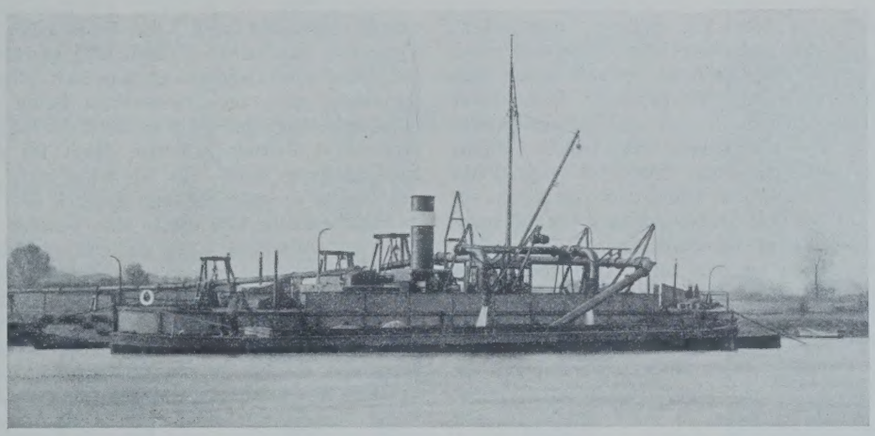


Abb. 1. Dieselspüler „Plaue".

Gründe für die Wahl des Dieselbetriebes.

Bei Verwendung einer Dampfmaschinenanlage erweist sich unter diesen Umständen besonders nachteilig der starke Personalbedarf für die Bedienung größerer Kesselanlagen sowie für die Heranschaffung und Übernahme der großen Brennstoffmengen und ferner die Unwirtschaftlichkeit der Dampfanlage bei dem durch Schutenwechsel und Umlegen der Spülleitung unterbrochenen, nachts sogar meist vollkommen ruhenden Betrieb. Im Vergleich hierzu erfordert eine Dieselmotorenanlage sehr viel weniger Personal zur Bedienung und Versorgung mit Brennstoff, auch kann ein unwirtschaftlicher Leerlauf durch vorübergehendes Stillsetzen der Motoren nahezu vermieden werden. Die zu erwartende Ersparnis an Betriebspersonal durch Fortfall der Kesselheizer und Kohlentrimmer kann bei einem Gerät der nachstehend beschriebenen Größe mit wenigstens drei bis vier Mann in Ansatz gebracht werden. Ob auch an Betriebsstoffen gespart werden kann, hängt von den jeweiligen Brennstoffpreisen ab. Eine Ersparnis wird nach den gemachten Betriebserfahrungen hier eintreten, sobald der Rohölpreis weniger als das Zehnfache des Kohlenpreises beträgt. Da dieses Preisverhältnis kaum jemals zuungunsten des Rohöls ausfallen wird, kann auch in dieser Hinsicht mit einer Wirtschaftlichkeit des Dieselbetriebs bestimmt gerechnet werden. Den Ausschlag für die Wahl der Dieselanlage gaben aber die Ersparnis an Bedienungspersonal und die wesentlich einfachere Brennstoffversorgung.

Gesichtspunkte für die Konstruktion.

Gesamtanordnung der Maschinenanlage.

Die Maschinenanlage eines größeren Spülers umfaßt neben der Hauptförderpumpe die gleichfalls eine erhebliche Leistung aufweisende Zusatzwasserpumpe, außerdem Labyrinthpumpe, Lenzpumpe, Schutenverholwinde und Saugrüsselwinde, also eine ganze Anzahl verschiedener Einheiten. Diese alle durch einzelne Dieselmotoren zu betreiben, kann nicht in Frage kommen, da dann die Anlage sehr teuer und ihre Bedienung umständlich geworden wäre. Als Ersatz für die leichtere Unterteilbarkeit der Dampfanlage mußte daher die noch günstigere elektrische Antriebsweise herangezogen werden. Anderseits erschien es aber nicht zweckmäßig, die gesamte Anlage dieselelektrisch auszuführen. Denn der Elektromotor für den Antrieb der Förderpumpe wäre wegen der erforderlichen geringen Umdrehungszahl sehr schwer und teuer geworden. auch erschien die Anhäufung so großer Schwungmassen vor dem im Betrieb häufig plötzlich festsitzenden Pumpenkreisel nicht wünschenswert. Weiterhin hätte dann der Dieselmotor des Generators sehr große Abmessungen erhalten, so daß er während des Stillstandes der Hauptpumpen für die Stromlieferung nur untergeordneter Hilfsmaschinen unwirtschaftlich geworden wäre. Dagegen lagen gegen den elektrischen Antrieb der Zusatzwasserpumpe Bedenken nicht vor. Um die Zahl der Dieselmotoren möglichst klein zu halten, wurde daher diese Pumpe dem dieselelektrischen Antrieb zugewiesen.

Aus den vorstehenden Erwägungen ergab sich als zweckmäßig, einen großen Dieselmotor, der nur nach Bedarf in Betrieb genommen wird, für den Antrieb der Förderpumpe allein aufzustellen und außerdem ein dieselelektrisches Aggregat vorzusehen, das sämtliche anderen Maschinen mit Hilfe von Elektromotoren betreibt und daher ständig in Betrieb bleibt. Ergänzt wird diese Hauptanlage durch ein Hilfsaggregat zur Lieferung von Preßluft und Notbeleuchtung.

Förderpumpenaggregat.

Die Verwendung des Dieselmotors als Antriebmaschine für den Förderkreisel bedurfte besonders sorgfältiger Überlegung. Die Antriebmaschine muß die Förderpumpe im rechten Augenblick schnell in Bewegung setzen und darf anderseits gegen Stöße im Kreisel oder gar dessen plötzliches Festklemmen nicht empfindlich sein. Auch darf sie nicht gleich bei vorübergehenden Erhöhungen des Drehmoments stehen bleiben. Diese Anforderungen können der Dieselmaschine nicht ohne weiteres zugemutet werden. Denn weder schien es ratsam, sich auf das rechtzeitige und schnelle Anlassen des Dieselmotors unter Last zu verlassen, noch besitzt der Dieselmotor hinsichtlich Drehzahl und Drehmoment die für den Förderkreisel wünschenswerte Veränderlichkeit. Ein Ausgleich dieser Mängel mußte daher durch Einfügung einer Rutschkupplung versucht werden und ist in vollem Maße geglückt. Diese von der Schiffswerft Übigau konstruierte Lamellenkupplung arbeitet als Trockenkupplung unter Verwendung von Metall- und Juritscheiben, die bei eingerückter Kupplung durch eine Schraubenfeder aneinander gepreßt werden. Sie gestattet ein schnelles und stoßfreies Ein- und Auskuppeln und gibt bei etwa 30% Überlastung gleichmäßig und sicher nach. Sie hat sich auch auf Baggern beim Antrieb der Turaswellen vorzüglich bewährt. Trotzdem schien es angesichts der Bedeutung, die das Einfügen eines nachgiebigen Elementes für den Antrieb durch Dieselmotoren hat, nicht ratsam, sich auf die Rutschkupplung, die damals noch nicht ausreichend erprobt war, allein zu verlassen. Zwischen Motor und Kreiswelle wurde daher noch eine Riementransmission eingeschaltet, die bei etwaigem Festklemmen der Rutschkupplung Stöße des Förderkreisels auffangen sollte. Sie hat sich indessen bei Verwendung dieser Rutschkupplung nicht als notwendig erwiesen und ist bei den folgenden Dieselspülerneubauten fortgelassen worden.

Bei Bemessung der Förderpumpanlage bei Dieselmotorantrieb ist zu beachten, daß die Förderpumpe bei kleinen Hubhöhen oder geringen Förderweiten infolge der verringerten manometrischen Förderhöhe eine

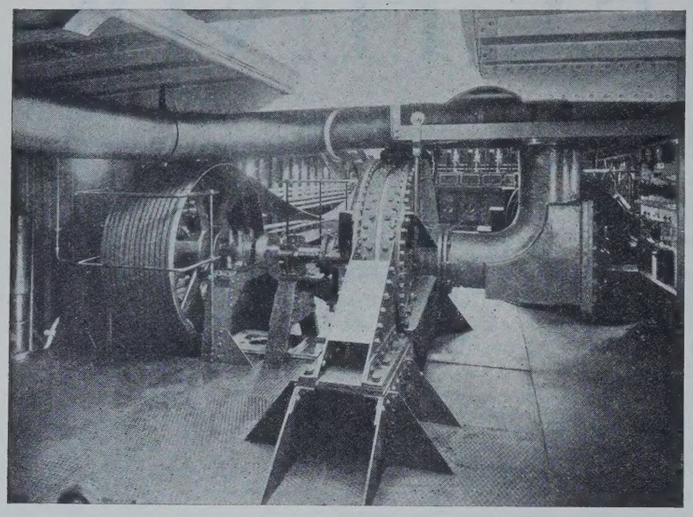


Abb. 2. Förderpumpe.

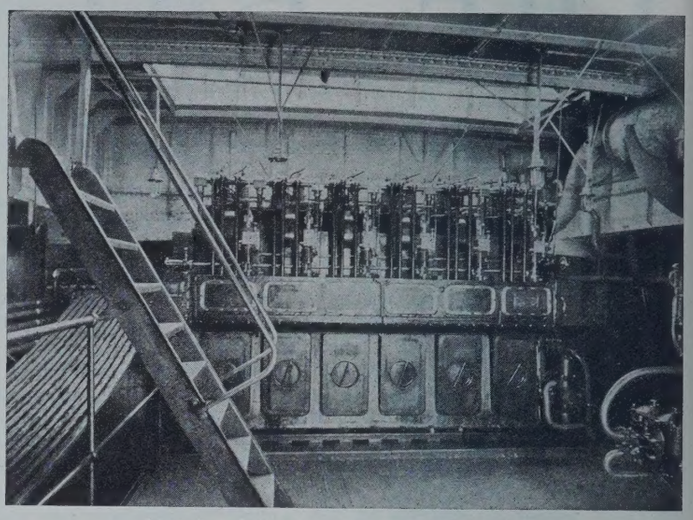


Abb. 3. Antriebmotor der Förderpumpe.

größere Gemischmenge aufnimmt und daher ein größeres Drehmoment an der Kreiselwelle verlangt, und daß anderseits beim Dieselmotor das Drehmoment bei normaler Brennstoffzufuhr auch bei verschiedenen Umdrehungszahlen praktisch gleich groß bleibt. Wird daher der Dieselmotor so gewählt, daß sein Drehmoment bei voller Umdrehungszahl und größter Förderweite und Höhe dem an der Kreiselwelle erforderlichen Drehmoment entspricht, so tritt bei Verringerung der Förderhöhe und Weite entsprechend dem von der Pumpe benötigten höheren Drehmoment ein Abbremsen des Dieselmotors ein. Dies geht so weit, bis eine Umdrehungszahl erreicht ist, bei der das Drehmoment am Förderkreisel nicht höher ist, als es vom Dieselmotor hergegeben werden kann. Damit nun bei diesem Abbremsen des Motors nicht durch seinen selbstwirkenden Umdrehungsregler eine zu hohe Brennstoffzufuhr und damit eine Überlastung des Motors eintritt, muß die Brennstoffzuführung für alle Fälle auf das ordentliche Höchstmaß begrenzt werden. Soll vermieden werden, daß die Umdrehungszahl des Motors beim Spülen auf kleine Höhen oder Weiten, die im Betrieb ja häufig vorkommen, nicht gar zu stark abfällt, so muß der Motor im Verhältnis zum Förderkreisel bei der höchsten manometrischen Förderhöhe einen gewissen Überschuß im Drehmoment aufweisen. Im übrigen wird trotz der Verringerung der Umdrehungszahl des Motors die Fördermenge um so größer, je geringer die manometrische Förderhöhe ist, so daß die Solleistung der Geräte unter allen Umständen gesichert ist.

Der Antriebmotor der Förderpumpe soll nicht leer laufen und wird daher im Betrieb nur jeweilig vor Beginn des Spülens angelassen. Damit dies gegebenenfalls schnell geschehen kann, ist ein Motor zu wählen, der in jeder Stellung anspringt.

Für den Spüler „Plaue" ist ein 6-Zylinder-MAN-Dieselmotor verwendet worden.

Dieselelektrische Anlage.

Alle übrigen Maschinen, vor allem die Zusatzwasserpumpe, werden von dem dieselelektrischen Aggregat aus betrieben. Die dazu benötigte Leistung ist im allgemeinen etwa halb so groß, wie sie für die Förderpumpe gebraucht wird. Es kann daher hier ein Dieselmotor gleicher Type mit der halben Zylinderzahl gewählt werden. Der Dieselantrieb für elektrische Generatoren hat sich allgemein vorzüglich bewährt, er verursacht auch in diesem Falle keine Schwierigkeiten. Das dieselelektrische Aggregat wird während der Baggerzeit im allgemeinen ununterbrochen in Betrieb gehalten, damit für die Hilfsmaschinen stets Strom zur Verfügung steht. Es ist daher nicht erforderlich, daß ein Anlassen des Motors in jeder Stellung möglich ist. Als Stromart ist Gleichstrom gewählt worden, weil dieser eine bessere Regelung der Antriebsmotoren und den Anschluß einer Batterie für Beleuchtungszwecke ermöglicht. Die Installation ist zweipolig ausgeführt; es sind also beide Leiter gegen den Schiffskörper isoliert. Für die Zuverlässigkeit im Betrieb ist von höchster Wichtigkeit, daß die zur Verwendung kommenden Leitungen und Armaturen sowie ihre Verlegung so sicher und sorgfältig wie möglich ausgeführt werden, da sie im Baggerbetrieb äußeren Angriffen, Feuchtigkeit und Erschütterungen in hohem Maße ausgesetzt sind. Ein Versagen früher ausgeführter elektrischer Anlagen auf Eimerbaggern dürfte auf zu leichte Ausführung zurückzuführen sein. Die elektrische Anlage ist von den Siemens-Schuckertwerken ausgeführt worden.

Zusatzwasserpumpe.

Als Zusatzwasserpumpe ist wegen des elektrischen Antriebes eine Kreiselpumpe mit hoher Drehzahl angeordnet worden. Ihr Antrieb geschieht durch einen Nebenschlußmotor, der mit der Pumpe unmittelbar gekuppelt ist. Ein Nebenschlußmotor ist gewählt, um das Durchgehen der Pumpe im Falle des Leerlaufes zu verhindern und die je nach Beschaffenheit des Baggergutes erforderliche Regelung der Umdrehungszahl und damit der Menge des Zusatzwassers verlustfrei zu erzielen. Dies wird dadurch erreicht, daß der Motor für die Umdrehungszahl bemessen worden ist, die im Betrieb im allgemeinen nicht unterschritten wird, und daß die erforderliche Erhöhung der Umdrehungszahl durch Nebenschlußwiderstände bewirkt wird. Eine Herabsetzung der Umdrehungszahl ist dann im Bedarfsfalle auch noch durch Hauptstromregelung vorgesehen.

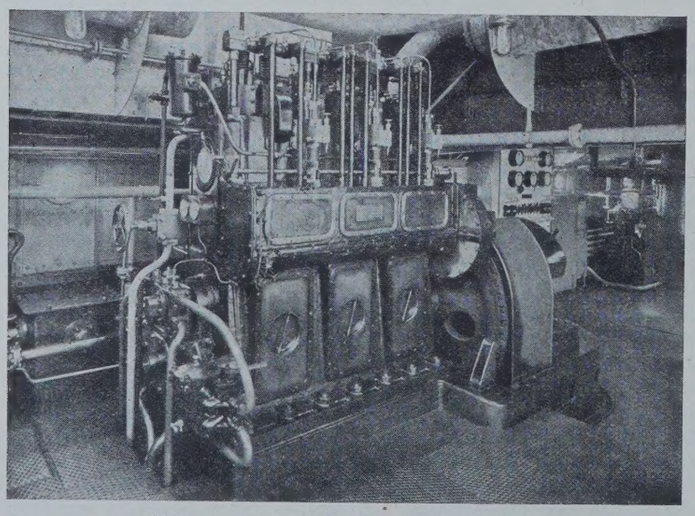


Abb. 4. Dieselelektrischer Maschinensatz.

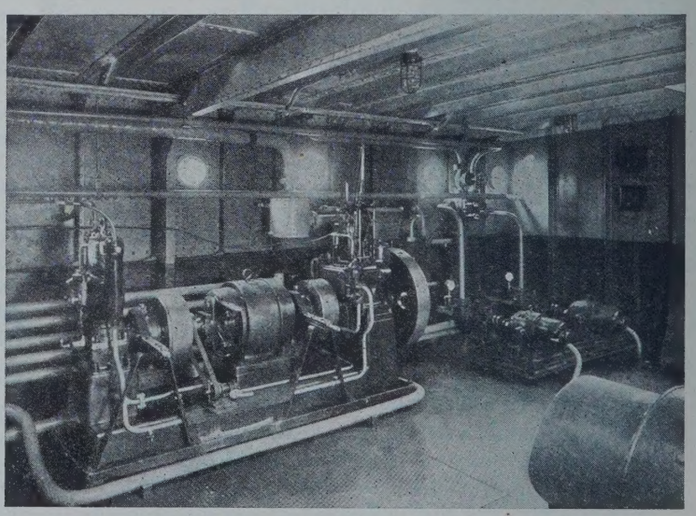
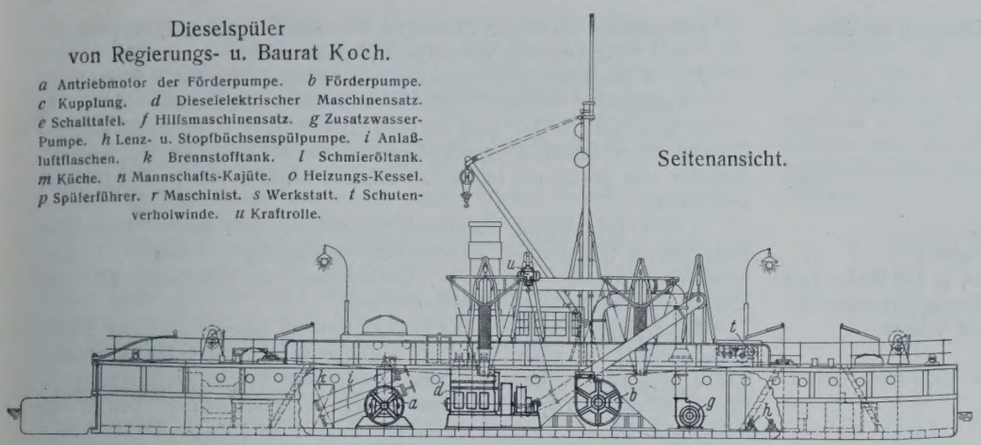


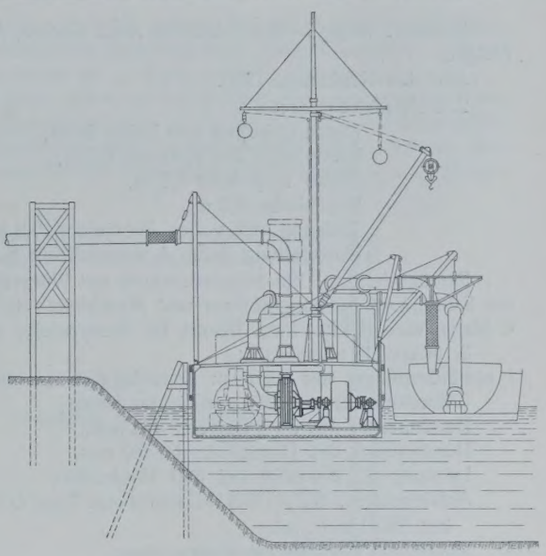
Abb. 5. Hilfsmaschinensatz Lenz- u. Stopfbüchsenspülpumpe.

Dieselspüler
von Regierungs- u. Baurat Koch.

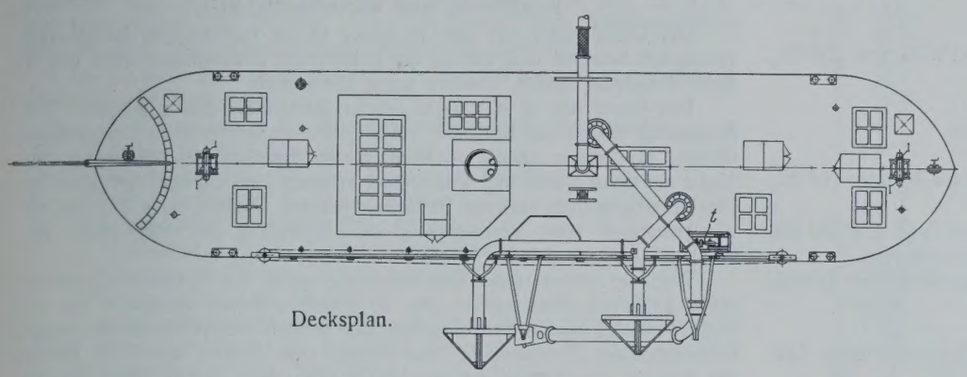
a Antriebmotor der Förderpumpe. *b* Förderpumpe. *c* Kupplung. *d* Dieselelektrischer Maschinensatz. *e* Schalttafel. *f* Hilfsmaschinensatz. *g* Zusatzwasser-Pumpe. *h* Lenz- u. Stopfbüchsenspülpumpe. *i* Anlaßluftflaschen. *k* Brennstofftank. *l* Schmieröltank. *m* Küche. *n* Mannschafts-Kajüte. *o* Heizungs-Kessel. *p* Spülerführer. *r* Maschinist. *s* Werkstatt. *t* Schutenverholwinde. *u* Kraftrolle.



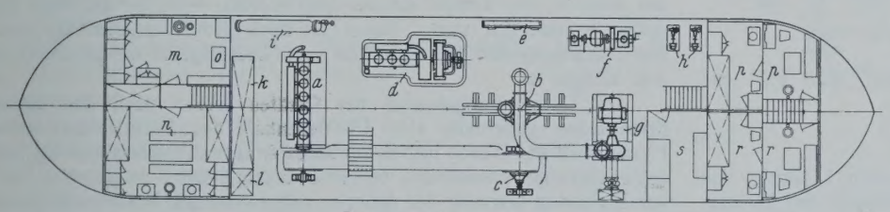
Seitenansicht.



Querschnitt.



Decksplan.



Stauungsplan.

Abb. 7. Bauzeichnungen.

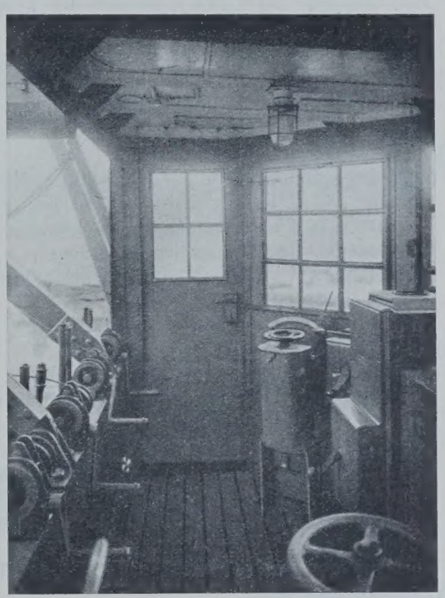


Abb. 6. Führerstand.

Hilfsmaschinen.

Von den übrigen elektrisch angetriebenen Maschinen ist die Rüsselhubwinde besonders zu erwähnen. Sie besteht aus einer über dem Saugrüssel aufgehängten elektrischen Kraftrolle. Eine weitere Kraftrolle am Lademast dient zum Auf- und Abbauen des Gerätes.

Hilfsaggregat.

Das Hilfsaggregat besteht aus einem kleinen, von Hand anzuwerfenden Dieselmotor, einem Elektromotor, der auch als Dynamomaschine laufen kann, und einem Luftkompressor, die miteinander durch ausrückbare Kupplungen verbunden sind. Das Aggregat hat vor allem den Zweck, die für das Anlassen der Dieselmotoren erforderliche Preßluft zu liefern. Dies geschieht erstmalig bei Inbetriebnahme des Spülers, wenn die Preßluftbehälter den benötigten Druck nicht mehr haben, durch Kuppeln des Dieselmotors mit dem Kompressor. Ersterer kann dann von Hand angeworfen werden und treibt den Kompressor an, wobei der Elektromotor leer mitläuft. Sobald das Hauptdieselaggregat Strom liefert, wird der Kompressor durch den Elektromotor betrieben. Dabei ist der Hilfsdieselmotor ausgekuppelt. Weiterhin kann das Hilfsaggregat zur Stromerzeugung dienen, wenn die Hauptanlage nicht in Betrieb ist. In diesem Falle läuft der mit dem Hilfsdiesel gekuppelte Elektromotor als Dynamomaschine, während der Kompressor abgekuppelt ist.

Heizanlage.

Für den Betrieb des Gerätes in der kälteren Jahreszeit ist eine Warmwasserheizung vorgesehen, die auch den Maschinenraum im allgemeinen soweit erwärmt, daß die Motoren angelassen werden können. Zur Sicherheit ist jedoch eine Verbindung der Warmwasserheizung mit den Kühlwasserräumen der Hauptmotoren hergestellt. Sie ermöglicht, daß das warme Wasser aus der Heizung durch die Motoren fließen und diese erwärmen kann. Dabei kann der Wasserumlauf noch durch eine Handpumpe beschleunigt werden.

Führerstand.

Die Eigenart des Dieselantriebs und der elektrischen Kraftübertragung kommt in der Einrichtung des Führerstandes zum Ausdruck. Der Antriebsmotor der Förderpumpe kann im Maschinenraum angelassen werden, weil die Förderpumpe erst durch Einrücken der Rutschkupplung in Bewegung gesetzt wird. Dagegen ist es erforderlich, die Umdrehungszahl des Förderpumpenantriebes vom Führerstand aus zu regeln. Es geschieht durch Betätigen eines Hebels, der durch mechanischen Kettenzug auf die Regelungsvorrichtung am Motor wirkt. Dabei ist darauf zu achten, daß die Begrenzung der Umdrehungszahl durch die selbsttätige Regelungsvorrichtung nicht außer Wirksamkeit gesetzt wird. Das Ein- und Ausrücken der Rutschkupplung im Antrieb der Förderpumpe geschieht mit Hilfe von Preßluft, die in ausreichendem Maße zur Verfügung steht, leicht, schnell und stoßfrei. Die zur Steuerung der Preßluft notwendigen Armaturen sind am Führerstand angeordnet. Eine Einwirkung auf das dieselelektrische Aggregat vom Führerstand aus ist nicht notwendig, da es im allgemeinen ununterbrochen läuft und selbsttätig auf der erforderlichen Umdrehungszahl gehalten wird. Dagegen muß noch die Steuerung der Zusatzwasserpumpe und der Schutenverholwinde am Führerstand angeordnet werden. Da beide Maschinen elektrisch angetrieben werden, verursacht dies keine Schwierigkeiten. Die Kraftrolle als Rüsselhubwinde hat die üblichen Drahtzüge, die am Führerstand in Handgriffe enden. Die sonstigen Einrichtungen, wie Wechselklappen und Düsenwinden können wie bei Dampfspülern ausgeführt werden. Wenn auch die Einrichtung des Führerstandes etwas verwickelt erscheint, so ist doch ihre Handhabung außerordentlich einfach und sie ermöglicht dem Führer, alle Betriebsvorgänge selbst einzuleiten.

Beschreibung des Gerätes.

Die Ausführung des Dieselspülers „Plaue“ ist aus den Aufnahmen Abb. 1 bis 6 und den Zeichnungen Abb. 7 ersichtlich. Die wichtigsten Angaben sind nachstehend zusammengestellt:

1. Hauptangaben: Größte Arbeitsleistung bei 6 m Förderhöhe und 500 m Förderweite je Stunde reiner Arbeitszeit rd. 1200 m³ Gemisch = 120 m³ trockenes Baggergut bei rd. 10facher Verdünnung.

Erbauer: Waggon- und Schiffsbau A.-G. Görlitz, Abteilung Schiffswerft Übigau.

Jahr des Neubaues: 1926.

2. Schiffskörper:

Länge zwischen den Loten 30 m,
Breite über den Spanten 6,5 m,
Breite über alles 6,7 m,
Seitenhöhe 2,5 m,
Tiefgang mit voller Ausrüstung 0,9 m,
Unterteilung durch 4 wasserdichte Schotte.

Raumeinteilung: Ein Maschinenraum mit Werkstatt, je ein Wohn- und ein Schlafraum für Baggerführer und Maschinist, ein Mannschaftsraum für 6 Mann, eine Küche, zwei Räume für Reserveteile und Ketten.

3. Maschinenanlage:

a) Förderpumpe mit Antrieb: Zentrifugalpumpe mit 1300 mm Kreiseldurchmesser und 250 mm lichter Breite,
Durchmesser des Saugstutzens 375 mm,
Durchmesser des Druckstutzens 350 mm,
Leistung $\approx$ 1200 m³/h bei 300 Umdr./min,
Antriebmotor: 6-Zyl.-MAN-Dieselmotor Type *G 6 Vu 36* von 250 PS_e bei 350 Umdr./min,
Kupplung: Übigau-Lamellenkupplung,
Riemen: Lederhochkantriemen von 600 mm Breite.

b) Dieselelektrisches Aggregat:
Antriebmotor: 3-Zyl.-MAN-Dieselmotor Type *G 3 Vu 36* von 116 PS_e bei 325 Umdr./min,
Generator: S.S.W.-Gleichstrom-Compound-Dynamo Type *G V 320* mit einer Leistung von 76 kW und 230 V Klemmenspannung,
Motor und Generator unmittelbar gekuppelt auf gemeinsamer Grundplatte.

c) Zusatzwasserpumpe:
Zentrifugalpumpe: Brodnitz & Seydel, Modell *TB* 350 mit einer Leistung von $\approx$ 1200 m³/h bei 1000 Umdr./min,
Durchmesser des Saugstutzens 350 mm,
Durchmesser des Druckstutzens 350 mm,
Antriebmotor: Nebenschluß-Elektromotor von 62,5 PS bei 1000 Umdr./min,
Pumpe und Motor unmittelbar gekuppelt.

d) Hilfsmaschinen:
Stopfbuchsenspülpumpe: Zentrifugalpumpe mit einer Leistung von 10 m³/h bei 30 m Förderhöhe; unmittelbar gekuppelt mit Elektromotor von 3 PS bei 2000 Umdr./min,
Lenzpumpe: Ausführung wie vor,
Brennstoffpumpe: Ausführung wie vor, jedoch tragbar,
Schutenverholwinde: Einfache Winde mit Stirn- und Schneckenradvorgelege, angetrieben durch Elektro-Hauptstrom-Motor mit schwacher Nebenschlußwicklung von $\approx$ 5 PS,
Rüsselhebewinde: Elektrozug von 1000 kg Tragfähigkeit.

e) Dieselhilfsaggregat:
Motor: 1-Zyl.-Colo-Dieselmotor Type *Br.* 1 von 8 PS bei 750 Umdr./min,
Generator: S. S. W.-Gleichstromdynamo Type *G. M.* 125 mit einer Leistung von 4,8 kW und 230 V Klemmenspannung,
Kompressor: 2stufiger Pokorny & Wittekind-Kompressor, Type *2 SS* mit einer Leistung von 27,5 m³/h und 30 atü.
Alle 3 Maschinen auf gemeinsamer Grundplatte, durch 2 Ausrückkupplungen Flender Type *6 W* miteinander verbunden.

4. Brennstoff-Öl- und Anlaßluftbehälter. Brennstoff-Vorratsbehälter 4,5 m³ Inhalt, Brennstoff-Tagesbehälter 0,7 m³ Inhalt, 2 Schmieröl-Behälter von je 0,5 m³ Inhalt, 2 Anlaßluftflaschen von je 350 l Inhalt und 30 atü.

5. Rohrleitungen: Spülrohr-Saugleitung 375 mm ⌀, Spülrohr-Druckleitung 350 mm ⌀, Zusatzwasser-Saugleitung 375 mm ⌀, Zusatzwasser-Druckleitung 350 mm ⌀, Durchmesser der Spüldüsen 250 mm, Querschnitt des Saugkopfes 170 · 750 mm².

6. Sonstige Einrichtungen: Elektrische Beleuchtung und Warmwasserheizung in allen Räumen, gesamte Schiffsinstallation zweipolig, 220 V Gleichstrom, Leistung des Heizkessels + 15° Raumtemperatur bei — 5° Außentemperatur, Ofenheizung außerdem nur in den Wohnräumen.

Bewährung und Wirtschaftlichkeit.

Der Dieselspüler hat sich in seiner bisher zweijährigen Betriebszeit vorzüglich bewährt und die an ihn geknüpften Erwartungen nicht nur in jeder Beziehung erfüllt, sondern sogar übertroffen.

Das Gerät hat in den zwei Jahren 300000 m³ Boden gespült. Zur Bedienung waren im Interesse einer guten Behandlung des neuartigen Gerätes fünf Mann ständig an Bord, davon zwei im Maschinenraum, ein Mann am Führerstand und zwei Mann an Deck und für sonstige Arbeiten. Die außerordentlich einfache Betriebsweise des Dieselspülers wird jedoch voraussichtlich eine Verringerung der Besatzung auf vier Mann gestatten.

Trotz der bisher reichlichen Besatzung ergibt der Vergleich mit einem etwas größeren Dampfspüler, der im gleichen Bezirk gearbeitet hat, als Mittelwert der beiden Betriebsjahre, daß beim Dieselspüler für die reinen Betriebskosten (Betriebstoffe und Löhne) zum Spülen von 1 m³ Boden nur etwa $^2/_3$ der Kosten aufgewendet werden müssen, die beim Dampfspüler erforderlich sind. Dabei ist noch nicht berücksichtigt, daß die Heranschaffung des Betriebstoffes beim Dieselspüler wesentlich einfacher und billiger ist.

Die Unterhaltungskosten des Gerätes lassen nach den bisherigen Erfahrungen gleichfalls eine Überlegenheit des Dieselspülers erwarten. Hinsichtlich der Diesel- und elektrischen Anlagen sind Schäden, die Instandsetzungskosten erforderten, bisher überhaupt nicht aufgetreten, und die zur laufenden Wartung der Anlagen aufgewendeten Kosten sind gleichfalls ganz verschwindend. Abschließend darf gesagt werden, daß der Dieselspüler kleiner und mittlerer Größe dem gleich großen Dampfspüler betrieblich und wirtschaftlich weit überlegen ist.

Die vorzüglichen Ergebnisse mit dem vorstehend beschriebenen Gerät haben dazu geführt, daß die im Jahre 1927 für die Verwaltung der Märkischen Wasserstraßen gebauten drei Spüler etwas kleinerer Leistung ebenfalls als Dieselspüler ausgeführt worden sind. Auch diese haben bisher die gleichen günstigen Ergebnisse erzielt. Über diese Geräte und ihre Besonderheiten, die auf Grund der gewonnenen Erfahrungen ausgebildet worden sind, sowie auch über die zur Brennstoffversorgung vorgesehenen Tankschiffe wird besonders berichtet werden.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Wettbewerb für die Elbebrücke bei Tangermünde.

Von Regierungsbaurat **Zwach**, Stendal.[1])

Der Elbübergang bei Tangermünde wird durch eine Fähre hergestellt. Diese Fährverbindung entspricht nicht der Verkehrsbedeutung der angeschlossenen Straßen, die von Berlin über Genthin, Tangermünde, Stendal geradeswegs nach Hannover und dem Rhein führen. Auch behindert sie die Schiffahrt. Es besteht deshalb bei allen an dieser Verbindung interessierten Kreisen seit Jahren der lebhafte Wunsch, die Fähre durch eine Brücke zu ersetzen, und das Bestreben, nach Kräften zur Verwirklichung dieses Planes beizutragen. Im Juni 1928 beschloß der Provinzialausschuß der Provinz Sachsen, die Trägerschaft für den Brückenbau zu übernehmen, und, nachdem von der Provinzialverwaltung ein eigenes Provinzial-Brückenbauamt mit dem Sitz in Stendal eingerichtet worden war, folgte am 15. November ein engeres Ausschreiben zur Erlangung von Entwürfen und Angeboten für eine Eisenbahn- und Straßenbrücke über die Elbe bei Tangermünde unter zwölf deutschen Brückenbauanstalten.

Preise wurden nicht ausgesetzt, sondern jeder Teilnehmer sollte als Entgelt für seine Arbeitsleistung einen festen Betrag von 2000 R.-M. erhalten, falls das Preisgericht den vorgelegten Entwurf als den Bedingungen entsprechend und gut durchgearbeitet bezeichnete.

Die Unterlagen für die Ausschreibung bestanden aus den gedruckten Ausschreibungsbedingungen mit folgenden Anlagen:

1. Lageplan 1:5000 mit rot eingetragener Brückenlage,
2. Teillageplan 1:1000 mit rot eingetragener Brückenlage,
3. Längenprofil 1:2000 mit rot eingetragener Brückenlage,
4. Lageplan 1:1000 mit Längennivellement,
5. Lichtbilder der Brückenumgebung,
6. Schematische Querschnitte 1:100,
7. Darstellung der Bohrergebnisse,
8. Darstellung der gemittelten Monatswasserstände,
9. Stauberechnung,
10. Ergebnis der Wasseruntersuchungen,
11. Forderungen der Wasserbauverwaltung.

Für die Verkehrslasten der Straße sollte DIN 1072 (Straßenbrücke Klasse I), für die der Eisenbahn sollten die Vorschriften für Eisenbauwerke der D.R.G. (Lastenzug G) maßgebend sein.

Weitere Vorschriften betrafen die bauliche Durchbildung der Brücke, die Güte der Baustoffe u. a. m.

Das für den jeweiligen Entwurf gewählte Längenprofil brauchte der Anlage 3 nicht genau zu entsprechen, es mußte jedoch die dort angegebene Durchfahrthöhe in der Schiffahrtöffnung eingehalten werden. Ferner war die Stellung des Pfeilers I (am Tangermünder Ufer) so festgelegt, daß

[1]) Für den Aufsatz ist die Kritik der Entwürfe durch die beiden Vorprüfer Geheimrat Dr.-Ing. Schaper und Geheimrat Prof. Dr.-Ing. Foerster benutzt worden.

die wasserseitige Pfeilerflucht bei Mittelwasser um 2 m über die Uferlinie vorsprang. Die Stellung des Pfeilers II (mitten im Strome) war beliebig, jedoch mußte zwischen ihm und dem Pfeiler I ein lichter Abstand von mindestens 100 m vorhanden sein, während Pfeiler III vom Pfeiler I mindestens 170 m entfernt sein mußte. Die Zahl und Stärke der Flutpfeiler ergab sich aus der Bedingung, daß der durch die Brücke verursachte Stau 5 cm nicht überschreiten durfte.

Zu der Zeit, als der Wettbewerb ausgeschrieben wurde, war es noch nicht sicher, ob es möglich sein würde, eine Zweigbahn von dem Kleinbahnhof Fischbeck nach Tangermünde unter tragbaren Bedingungen herzustellen und zugleich mit der Straße über die neue Brücke zu überführen, oder ob man sich mit einer Straßenbrücke würde begnügen müssen. Es wurde deshalb von jedem Bewerber je ein Entwurf für eine Eisenbahn- und Straßenbrücke und für eine Straßenbrücke verlangt.

Statt der so erwarteten 2×12 Entwürfe gingen am 15. Februar 54 Entwürfe mit 770 Entwurfstücken, darunter 440 Zeichnungen ein. Diese wurden im Provinzial-Brückenbauamt in Stendal einer ersten Bearbeitung und darauf von den Herren Geh. Baurat Dr.-Ing. Schaper und Geh. Hofrat Prof. Dr.-Ing. Foerster sowie Herrn Oberbaudirektor Prof. Dr.-Ing. Schumacher einer Vorprüfung unterzogen.

Am 26. März trat das Preisgericht in Stendal zusammen. Zu Preisrichtern waren bestimmt:

Herr Landeshauptmann Dr. Hübener, Merseburg, Vorsitzender,
„ Landrat Dr. Bleckwenn, Genthin,
„ Geh. Hofrat Prof. Dr.-Ing. Foerster, Dresden,
„ Ministerialdirektor Gaehrs, Berlin,
„ Landesbaurat Grulich, Merseburg,
„ 1. Bürgermeister Dr. Knarr, Tangermünde,
„ Geh. Baurat Dr.-Ing. Schaper, Berlin,
„ Landrat Schmidt, Stendal,
„ Oberbaudirektor Prof. Dr.-Ing. Schumacher, Hamburg,
„ Oberbürgermeister Dr. Schütze, Stendal,
„ Landesbaurat Sell, Merseburg,
„ Ministerialrat Verlohr, Berlin,
„ Elbstrombaudirektor Dr.-Ing. Zander, Magdeburg,
„ Regierungsbaurat Zwach, Stendal;

als Ersatzmänner:

Herr Rittergutspächter Rath, Neuermark,
„ 2. Bürgermeister Lentz, Tangermünde,
„ Gutsbesitzer Vinzelberg, Belkau,
„ Stadtbaurat Krüger, Stendal.

Von den unter 15 Kennworten eingereichten 54 Entwürfen wurde der Hauptentwurf „Ost-West“ einstimmig als der beste bezeichnet und zur Ausführung vorgeschlagen (Abb. 1). Verfasser sind Louis Eilers, Hannover-Herrenhausen; August Klönne, Dortmund; Grün & Bilfinger, Mannheim, und Prof. Vetterlein, Hannover, als künstlerischer Beirat.

Abb. 1. Entwurf Nr. 11. Kennwort: „Ost-West“.

Über die ganze Brücke zieht sich ein Blechträger als einheitliches Band durch, das die Brücke sehr gut zusammenfaßt. Über dem Strom und der linken kleinen Seitenöffnung läuft der Blechträger mit einer Höhe von 3,5 m über drei Öffnungen durch und ist über der Hauptstromöffnung von 110 m Stützweite durch einen Stabbogen verstärkt. Die Stützweite der kleineren Stromöffnung mißt 63 m. Die Fahrbahn ist so angeordnet, daß die Oberkante des Blechträgers in Geländerhöhe zu liegen kommt, so daß ein freier Ausblick gewährleistet ist (Abb. 2 u. 3). Der Stabbogen ist durch Steifrahmen gesichert. Ein oberer Windverband, der das günstige Bild des Stabbogens beeinträchtigen würde, ist somit entbehrlich. Die 22 Blechträger der Flutbrücke, die 28,8 m weit gestützt sind, haben zentrische Lagerung auf den Pfeilern. Die Kosten betragen rd. 3,8 Mill. R.-M. und liegen somit rd. 0,2 Mill. R.-M. unter dem Durchschnitt. Der Entwurf hat sehr große technische und ästhetische Vorzüge. Mit seiner vorbildlich einfachen Linienführung paßt er sich der flachen Stromlandschaft und dem mittelalterlichen Städtebild sehr gut an (Abb. 1).

Ähnliches gilt von dem Nebenentwurf II, bei dem die Hauptstromöffnung von einem vollwandigen Zweigelenkbogen mit Zugband überspannt wird, während die beiden Nachbaröffnungen von vollwandigen Kragarmen des Bogenträgers überbrückt werden (Abb. 5).

Die Nebenentwürfe I und III zeigen für die Vorlandbrücke Eisenbetonbalken. Diese erscheinen technisch nicht ganz einwandfrei. Für sie gilt das später beim Entwurf „Schlanke Linie“ Gesagte.

Die übrigen Entwürfe sollen in der Reihenfolge besprochen werden, in der sie für das Preisgericht aufgehängt worden waren. Auf die Straßenbrücken wird im allgemeinen nicht weiter eingegangen, da für sie sinngemäß dasselbe gilt wie für die entsprechenden Eisenbahn- und Straßenbrücken.

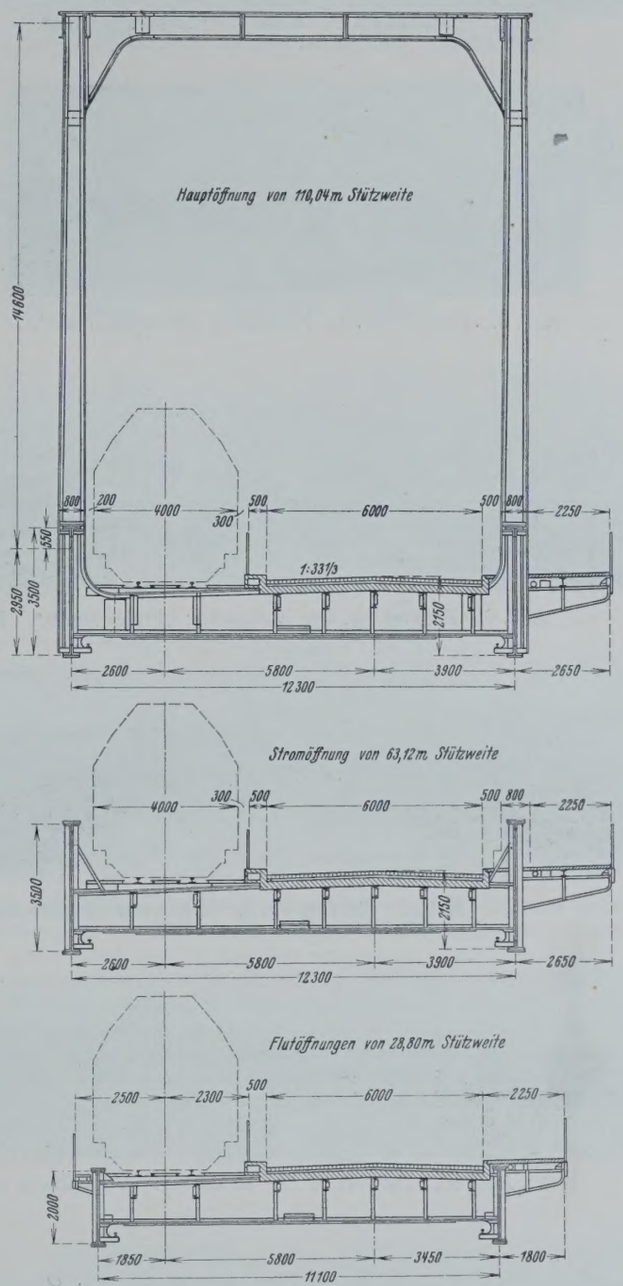


Abb. 2 bis 4. Querschnitte durch die Brücke.

„Freier Strom“; Verfasser: Dyckerhoff & Widmann A.-G., Wiesbaden-Biebrich, und Fried. Krupp A.-G., Friedrich-Alfred-Hütte, Rheinhausen.

Der Strom wird von einem 185 m weit gespannten Fachwerk-Sichelbogen ohne Zugband mit zwei Gelenken und das Vorland von 15 Eisenbeton-Dreigelenkbogen, deren Spannweiten von 48 auf 26,6 m abnehmen, überbrückt. Es erscheint nicht unbedenklich, den Schub des großen

Abb. 5. Entwurf Nr. 11b. Kennwort: „Ost-West“. Nebenentwurf II.

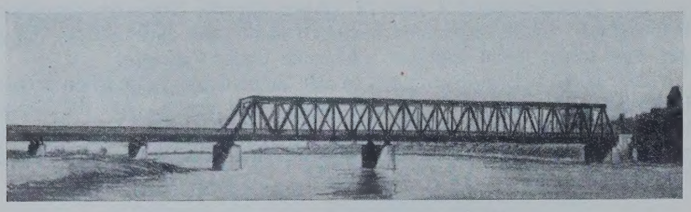


Abb. 7. Entwurf Nr. 2. Kennwort: „Strenge Linie".

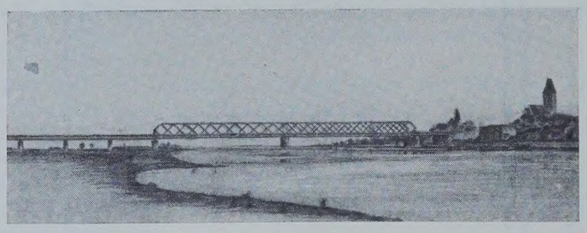


Abb. 9. Entwurf Nr. 4. Kennwort: „Schlanke Linie".

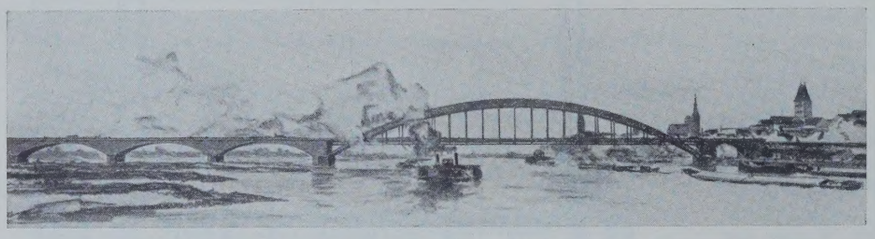


Abb. 6. Entwurf Nr. 1a. Kennwort: „Freier Strom". Nebenentwurf.

Abb. 8. Entwurf Nr. 3. Kennwort: „Berlin—Köln".

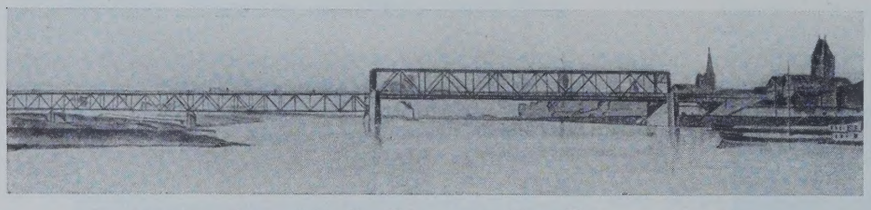


Abb. 10. Entwurf Nr. 5. Kennwort: „Vom Rhein zur Mark".

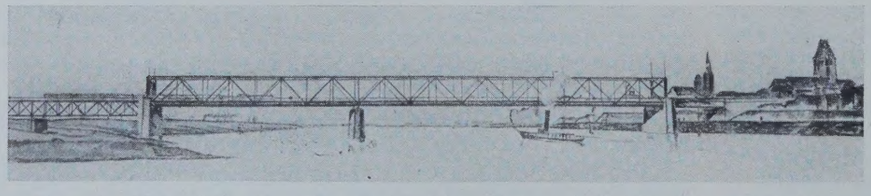


Abb. 11. Entwurf Nr. 5b. Kennwort: „Vom Rhein zur Mark". Nebenentwurf II.

Abb. 12. Entwurf Nr. 6. Kennwort: „Jedem das Seine".

Bogens von dem schlechten Baugrunde auf der Tangermünder Seite aufnehmen zu lassen. Auch werden durch die große Stützweite die Herstellungskosten unnötig erhöht. Diese liegen etwa eine halbe Million über dem Durchschnitt und trugen wesentlich dazu bei, daß der Entwurf aus dem Wettbewerb ausschied, zumal sie sich noch erhöhen, wenn für die Flutpfeiler statt der offenen Baugruben mit Böschung 1:1 Spundwände in Anwendung kommen und die etwas geringen Gründungstiefen vergrößert werden.

Der außer dem Hauptentwurf eingereichte Nebenentwurf unterscheidet sich vom ersteren nur dadurch, daß der große Bogen als Vollwandträger ausgebildet ist (Abb. 6).

„Strenge Linie" (Abb. 7); Verfasser: Vereinigte Stahlwerke A.-G. Dortmunder Union, Dortmund; Siemens-Bauunion G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt; Hochtief A.-G., Essen-Ruhr, und Architekt Dr.-Ing. Oldemeyer, Hamm, Westfalen.

Der Strom wird von einem in gleicher Höhe über zwei Öffnungen durchlaufenden Parallel-Fachwerkträger mit fallenden und steigenden Streben und Hilfspfosten und mit schrägen Endabschlüssen von 129 m und 64,5 m Stützweite und das Vorland von 21 vollwandigen, unter der Fahrbahn liegenden Trägern mit Gelenken von 30,25 m Stützweite überbrückt. Der Stromüberbau ist schlicht und sachlich, kann sich aber mit Rücksicht auf das schöne Stadtbild nicht mit einem Stabbogen oder vollwandigen Bogen messen.

Der Nebenentwurf unterscheidet sich vom Hauptentwurf dadurch, daß die Flutbrücke aus 19 Eisenbetongewölben von 29,5 m Spannweite besteht.

„Berlin-Köln" (Abb. 8); Verfasser: Fried. Krupp A.-G., Friedrich-Alfred-Hütte, Rheinhausen; Dyckerhoff & Widmann, Wiesbaden-Biebrich.

Die der Hauptstromöffnung benachbarten Öffnungen werden von annähernd parallelgurtigen, unter der Fahrbahn liegenden Fachwerkträgern überbrückt, die in die Hauptstromöffnung vorkragen und an den Kragenden einen Fachwerksichelbogen stützen. Die Auflagerpunkte auf den Strompfeilern sind 140 m voneinander entfernt. Die Enden der Kragarme sind durch ein Zugband miteinander verbunden. Die Vorlandbrücke besteht aus 19 parallelgurtigen, unter der Fahrbahn liegenden Fachwerkträgern mit Gelenken. Die Stützweite dieser Träger mißt 32,20 m. Die Vereinigung eines Sichelbogens mit Balkenträgern in den Nebenöffnungen ist ästhetisch nicht ganz befriedigend. Auch steht die äußere Form mit der statischen Wirkung insofern in Widerspruch, als der Bogen scheinbar bis zu den Auflagern durchgeführt ist, während die Gelenke tatsächlich viel höher — etwa in Fahrbahnhöhe — liegen.

„Schlanke Linie" (Abb. 9); Verfasser: August Klönne, Dortmund; Louis Eilers, Hannover-Herrenhausen; Grün & Bilfinger, Mannheim; Prof. Vetterlein, Hannover.

Der Strom wird von einem über zwei Öffnungen durchlaufenden Parallel-Fachwerkträger von $2 \times 103{,}75$ m Stützweite und das Vorland von 17 vollwandigen unter der Fahrbahn liegenden Trägern überbrückt. Der Stromüberbau hat Rhomben-Ausfachung mit Hilfspfosten in den Kreuzungspunkten der Streben; an den Enden ist er in halber Höhe abgeschrägt. Der Stromüberbau ist sachlich und schlicht, er gibt mit seinen Abschrägungen an den Enden in Verbindung mit den vollwandigen Trägern der Flutbrücke kein unbefriedigendes Brückenbild, steht aber mit Rücksicht auf das schöne Stadtbild dem vollwandigen Bogen oder Stabbogen erheblich nach.

Außer dem für die Eisenbahn- und Straßenbrücke und die Straßenbrücke aufgestellten Hauptentwurf ist noch ein Nebenentwurf für die Straßenbrücke eingereicht worden, bei dem das Vorland durch Eisenbetonrahmen mit Kragarmen überbrückt ist. Die Pfeilerentfernung beträgt 20 m. Die nur 80 cm starken, auf Pfählen gegründeten Pfeiler zeigen in ihren Abmessungen und ihrer Gründung konstruktive Schwächen.

„Vom Rhein zur Mark" (Abb. 10); Verfasser: Gutehoffnungshütte Oberhausen A.-G., Oberhausen-Rheinland; Wayss & Freytag A.-G., Frankfurt-Main, und Prof. Wacht, Düsseldorf, als künstlerischer Beirat.

Die Hauptstromöffnung wird durch einen Parallel-Fachwerkträger von 103,20 m Stützweite mit tiefliegender Fahrbahn überbrückt. Daran schließt sich ein unter der Fahrbahn liegender Fachwerkträger, der über zwei Öffnungen mit 68,70 und 49,10 m Stützweite durchläuft. In der an der Hauptstromöffnung anschließenden Öffnung ist er überall gleich hoch, in der Nachbaröffnung nimmt die Höhe nach rechts ab und erreicht am rechten Auflager die Höhe der dann folgenden Parallel-Fachwerkträger, mit denen das Vorland überbrückt ist. Dies sind sechs Gruppen von Trägern, die über je drei Öffnungen durchlaufen. Der große Stromüberbau mit seinen senkrechten, harten Endabschlüssen beeinträchtigt das Stadtbild erheblich, auch sieht das Abnehmen der Höhe des an die Nebenstromöffnung anschließenden Überbaues nicht gut aus.

Beim Nebenentwurf I ist der Hauptstromüberbau der gleiche wie beim Hauptentwurf. Die sich anschließenden beiden Öffnungen werden auch hier mit unter der Fahrbahn liegenden Fachwerkträgern überbrückt, die aber in gleicher Höhe über beide Öffnungen durchlaufen. Ihre Stützweiten betragen 68,70 und 57,25 m. Die Vorlandbrücke besteht aus 18 Eisenbetongewölben mit drei Gelenken von 29,06 m l.Weite. Die ästhetischen Bedenken hinsichtlich des großen Stromüberbaues sind die gleichen wie beim Hauptentwurf, außerdem ergibt die Vereinigung von unter der Fahrbahn liegenden Parallel-Fachwerkträgern mit Gewölben kein einheitliches Brückenbild.

Bei Nebenentwurf II (Abb. 11) wird der Strom von einem über zwei Öffnungenin gleicher Höhe durchlaufenden, über der Fahrbahn liegenden Parallel-Fachwerkträger von 103,20 und 68,80 m Stützweite überbrückt. Die Vorlandbrücke besteht aus sechs Gruppen von unter der Fahrbahn liegenden Parallel-Fachwerkträgern, die über je drei Öffnungen durchlaufen. Gegen den Stromüberbau sind die gleichen ästhetischen Bedenken wie beim Hauptentwurf zu erheben.

„Jedem das Seine“ (Abb. 12); Verfasser: Wayss & Freytag, Frankfurt-Main; Gutehoffnungshütte Oberhausen A.-G., Oberhausen-Rheinland, und Architekt Carl Schneider, Hamburg, als künstlerischer Beirat.

Abb. 13. Entwurf Nr. 6a. Kennwort: „Jedem das Seine“. Nebenentwurf.

Abb. 14. Entwurf Nr. 7. Kennwort: „Altmark“.

Abb. 15. Entwurf Nr. 7a. Kennwort: „Altmark“. Nebenentwurf.

Abb. 16. Entwurf Nr. 8. Kennwort: „Stahl u. Beton“.

Die Hauptstromöffnung wird von einem vollwandigen Zweigelenkbogen ohne Zugband von 120 m Stützweite überspannt. Im übrigen sind Eisenbetongewölbe mit drei Gelenken vorgesehen. Die Form des großen Bogens ist nicht sehr befriedigend, er ist an den Kämpfern zu hoch. Auch teilt er mit allen anderen Bogen ohne Zugband den Nachteil, daß der Bogenschub von dem schlechten Baugrund auf der Tangermünder Seite aufgenommen werden muß.

Beim Nebenentwurf (Abb. 13) wird der Strom von einem über zwei Öffnungen von 103,2 und 68,8 m Stützweite in gleicher Höhe durchlaufenden Parallel-Fachwerkträger mit fallenden und steigenden Streben und mit Hilfspfosten überbrückt. Die Flutbrücke ist annähernd dieselbe wie beim Hauptentwurf. Der große Stromüberbau ist zwar sachlich und schlicht, er kann aber mit Rücksicht auf das schöne Stadtbild in ästhetischer Hinsicht nicht an einen Bogenträger oder einen Stabbogen heranreichen. Ganz besonders hart wirken die nicht unbedingt nötigen Endpfosten.

„Altmark“ (Abb. 14); Verfasser: Rudolf Wolle, Leipzig; Mitteldeutsche Stahlwerke A.-G., Lauchhammer-Werk, Lauchhammer, und Stadtbaurat a. D. Dr.-Ing. chr. Carl-James Bühring, Leipzig, als künstlerischer Beirat.

Der Strom wird von einem 170 m weit gespannten vollwandigen Zweigelenkbogen mit Zugband überbrückt. Die Flutbrücke besteht aus 20 Eisenbetongewölben mit drei Gelenken. Der Entwurf mußte wegen zu hoher Kosten, die etwa über $^1/_2$ Mill. R.-M. über dem Durchschnitt liegen, ausscheiden.

Beim Nebenentwurf (Abb. 15) wird der Strom von einem über zwei Öffnungen durchgehenden Halbparabelträger von 2×125 m Stützweite überbrückt. Die Flutbrücke ist die gleiche wie beim Hauptentwurf. Die Form des Stromüberbaues ist ästhetisch sehr unbefriedigend, da der flachgekrümmte Obergurt auf den Mittelpfeiler keine Rücksicht nimmt. Zudem liegen die Kosten erheblich über dem Durchschnitt.

„Stahl u. Beton“ (Abb. 16); Verfasser: Rudolf Wolle, Leipzig, in Verbindung mit Prof. Dr.-Ing. Kleinlogel, Darmstadt, und Prof. Meißner, Darmstadt.

Bei diesem Entwurf ist die ganze Brücke in Eisenbeton geplant. Die Hauptstromöffnung ist von drei nebeneinanderliegenden eingespannten fachwerkartigen Bogen von 115 m Stützweite überspannt. Über der kleineren Stromöffnung ist ein 59,5 m weit gespannter Dreigelenkbogen angeordnet. Das Vorland wird von 18 Eisenbetongewölben, deren jedes vierte ein Zweigelenkbogen ist, überbrückt. Es ist zweifellos sehr schwierig, den Schub des großen Bogens auf den schlechten Baugrund am Tangermünder Ufer in einwandfreier Weise zu übertragen. In ästhetischer Hinsicht geben die großen Bogenträger mit ihren schweren Abmessungen und ihrer fachwerkartigen Ausbildung, zumal da die drei Bogen in ungleichem Abständen voneinander liegen, zu schweren Bedenken Anlaß. Auch liegen die Kosten um mehr als eine Mill. R.-M. über dem Durchschnitt.

„270 873“ (Abb. 17); Verfasser: Beuchelt & Co., Grünberg i. Schlesien.

Abb. 17. Entwurf Nr. 9. Kennwort: „270873“.

Der Strom wird von einem über zwei Öffnungen von 103,73 m und 84,87 m Stützweite in gleicher Höhe laufenden Fachwerkträger mit fallenden und steigenden Streben und Hilfspfosten überspannt. In der großen Öffnung befindet sich ein Gerbergelenk. Das Vorland wird von Eisenbeton-Überbauten überbrückt. Die Überbauten der Straße sind einfache Balkenbrücken mit Gelenken, die der Eisenbahn Rahmenträger mit Kragarmen und eingehängten Trägern. Der große Stromüberbau ist sachlich, schlicht und einfach gemacht, befriedigt aber in ästhetischer Beziehung mit Rücksicht auf das nahe Stadtbild nicht völlig. Die Eisenbetonüberbauten des Vorlandes sind technisch gut durchgebildet und geben ein befriedigendes Brückenbild.

Abb. 18. Entwurf Nr. 10. Kennwort: „Strom frei".

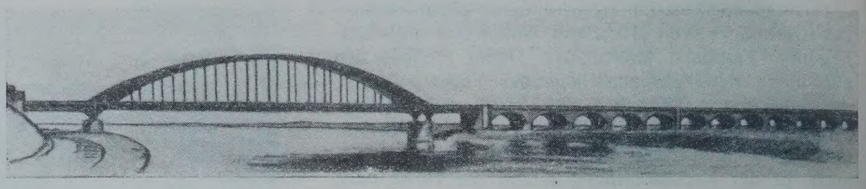


Abb. 19. Entwurf Nr. 12. Kennwort: „Gleitflug".

Abb. 20. Entwurf Nr. 13. Kennwort: „Sachlichkeit".

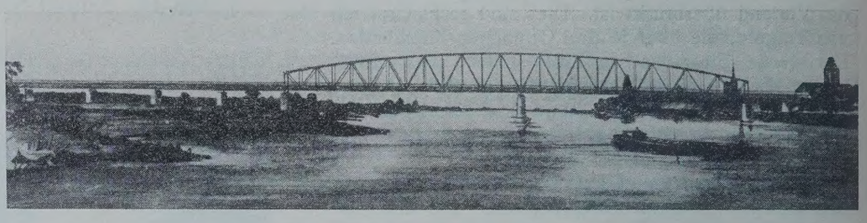


Abb. 21. Entwurf Nr. 14. Kennwort: „Mittelpfeiler".

Abb. 22. Entwurf Nr. 15. Kennwort: „Durchlaufendes Tragband".

Beim Nebenentwurf I hat der Stromüberbau Rhombenausfachung mit Hilfspfosten in den Kreuzungspunkten der Streben erhalten.

Beim Nebenentwurf II wird die Hauptstromöffnung von einem Fachwerk-Zweigelenkbogen mit Zugband und 112,8 m Stützband überspannt. Der Bogenträger ragt 18,8 m in die kleinere Stromöffnung vor und stützt hier einen 56,4 m langen Fachwerk-Schleppträger. Die Vereinigung von Bogen und Balken in unsymmetrischer Form ist ästhetisch unbefriedigend.

Der Nebenentwurf III unterscheidet sich vom Hauptentwurf nur dadurch, daß das Vorland von Blechträgern mit Gelenken überbrückt ist.

„Strom frei" (Abb. 18); Verfasser: Grün & Bilfinger A.-G., Mannheim; August Klönne, Dortmund; Louis Eilers, Hannover.

Der Stromüberbau ist ein Fachwerk-Zweigelenkbogen von 128 m Stützweite ohne Zugband. Alle anderen Überbauten sind Eisenbeton-Dreigelenkbogen, die in zwei Rippen aufgelöst sind. Bezüglich der Aufnahme des Bogenschubes durch den schlechten Baugrund am linken Ufer gilt das schon mehrfach Gesagte. Überdies ist der Entwurf wegen der Durchbrechungen in den Stirnwänden der Vorlandüberbauten und der Fachwerkausbildung des Stromüberbaues ästhetisch nicht befriedigend.

„Gleitflug" (Abb. 19); Verfasser: Vereinigte Stahlwerke A.-G., Dortmunder Union, Dortmund; Siemens-Bauunion G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt; Hochtief A.-G., Essen-Ruhr; Architekt Dr.-Ing. Oldemeyer, Hamm i. Westfalen.

Der Strom wird von einem vollwandigen Zweigelenkbogen mit Zugband von 170 m Stützweite überbrückt. Die beiden Nachbaröffnungen werden von Blechträgern überspannt, die sich auf Kragarme des Bogenträgers stützen. Die Flutbrücke besteht aus 18 Gewölben von rd. 30 m Spannweite. Der große, unnötig weit gespannte Bogen verteuert die Brücke erheblich. Die Kosten übersteigen den Durchschnitt um fast 1 Mill. R.-M.

Beim Nebenentwurf wird das Vorland von 16 Blechträgern mit Gelenken überbrückt.

„Sachlichkeit" (Abb. 20); Verfasser: Siemens-Bauunion G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt; Hochtief A.-G., Essen; Vereinigte Stahlwerke A.-G. Dortmunder Union, Dortmund; Architekt Dr.-Ing. Oldemeyer, Hamm i. Westfalen.

Der Strom wird von einem über den Mittelpfeiler abgestuften Parallel-Fachwerkträger mit einem Gelenk in der Nebenöffnung überbrückt. Die Stützweiten betragen 129 und 64,5 m. Die Flutbrücke besteht aus 21 Blechträgern mit Gelenken von 30,2 m Stützweite. Der abgestufte, unsymmetrische Stromüberbau ist uneinheitlich und häßlich. Er ist außerdem über die linke Stromkante hinausgeführt und stört das Stadtbild.

Beim Nebenentwurf wird das Vorland von 19 Betongewölben überbrückt.

„Mittelpfeiler" (Abb. 21); Verfasser: Mitteldeutsche Stahlwerke A.-G., Lauchhammerwerk, Lauchhammer; Rudolf Wolle, Leipzig; Prof. Dr.-Ing. W. Kreis, Dresden, als künstlerischer Berater.

Der Strom wird von einem über zwei Öffnungen durchgehenden Halbparabel-Träger von 2 × 105 m Stützweite überbrückt. Er ähnelt also dem Nebenentwurf „Altmark", und es gilt sinngemäß das dort Gesagte.

„Durchlaufendes Tragband" (Abb. 22); Verfasser: die gleichen wie beim Entwurf „Mittelpfeiler".

Der Strom wird von einem versteiften Stabbogen mit vollwandigem Versteifungsträger von 140 m Stützweite und im Anschluß daran von einem Blechträger mit Gelenk von 57 m Stützweite überbrückt. Die Flutbrücke besteht aus fünf Blechträgern auf je vier Stützen mit je 41 m Stützweite. Der Entwurf ähnelt dem zur Ausführung vorgeschlagenen Entwurf „Ost-West", und das dort Gesagte gilt zum Teil auch hier. Es erscheint jedoch ästhetisch bedenklich, daß der große Überbau über die Stromkante hinausgeführt ist. Der Stahlbogen wird dadurch zu mächtig und beeinträchtigt das Stadtbild.

Alle Rechte vorbehalten.

Umschlageinrichtungen in den bremischen Häfen.

Die Eigenart der bremischen Häfen besteht einmal in der überwiegenden Benutzung der Eisenbahn beim Güterumschlag (80 %) und im inneren Hafenbetrieb, ferner in dem Vorherrschen von hochwertigen Umschlaggütern und schließlich in den Fahrwasserverhältnissen der Unter- und Außenweser, die von Natur für die heutige Seeschiffahrt nicht günstig sind. Um sich im Wettbewerb mit den anderen großen Nordseehäfen behaupten zu können, hat Bremen bei dieser Sachlage von jeher bedeutende Aufwendungen für den Hafenausbau und für die Verbesserung der Fahrwasserverhältnisse auf sich nehmen müssen. Es ist berechnet worden, daß nur durch das Vorherrschen des Eisenbahnumschlags für Bremen, gegenüber

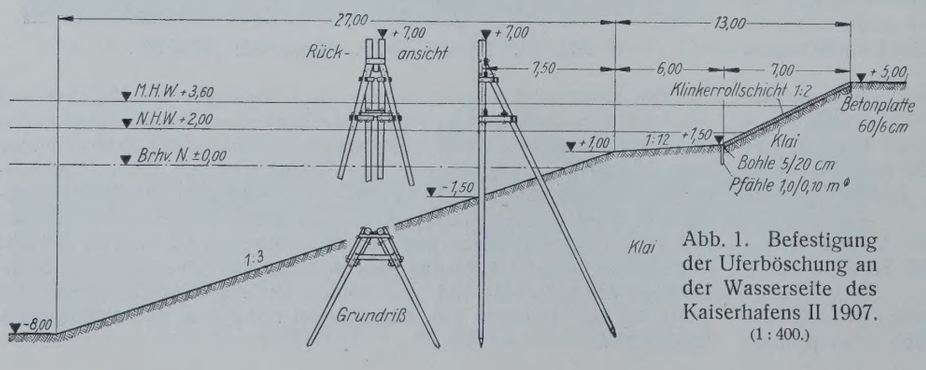


Abb. 1. Befestigung der Uferböschung an der Wasserseite des Kaiserhafens II 1907. (1 : 400.)

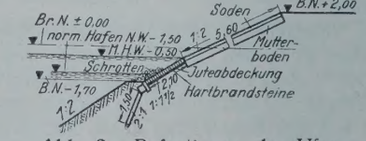


Abb. 2. Befestigung der Uferböschungen am Industriehafen 1909. (1 : 400.)

Hamburg und Rotterdam eine Mehrbelastung an Hafenkosten eingetreten sei im Verhältnis von 3 : 2 : 1. Infolgedessen hat sich Bremen in besonderer Weise um technische Verbesserungen bemühen müssen, um mit diesen die Nachteile wettzumachen, die sich für seine Wettbewerbsfähigkeit aus der Ungunst der natürlichen Vorbedingungen und aus seinen besonderen Handels- und Verkehrsverhältnissen ergaben.

Eine Darstellung der aus diesem Grunde besonders reizvollen hafenbautechnischen Entwicklung Bremens hat Oberbaudirektor Tillmann, Bremen in einer Abhandlung gegeben, die im 9. Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft 1926 (ergänzt bis 1928) veröffentlicht ist. Tillmann schildert die natürlichen und wirtschaftlichen Bedingungen, die den technischen Werdegang der bremischen Häfen Bremen-Stadt und Bremerhafen beeinflußt haben, entwirft ein Bild von der Entwicklung des Verkehrs und der Verkehrsmittel und leitet aus diesem im Laufe der Jahrhunderte sich wandelnden Vorbedingungen die jeweilige Gestaltung der Umschlageinrichtungen her. Ufereinfassungen, Uferausrüstungen, Schuppen, Speicher, Krane usw. werden von den noch in der Hansezeit liegenden Ursprüngen bis zu den neuesten Ausführungen dargestellt mit eingehender Begründung der gewählten Konstruktionen und mit Angabe vieler praktischer Erfahrungen über die Bewährung. Dem Inhalte dieser Abhandlung sei folgendes entnommen.

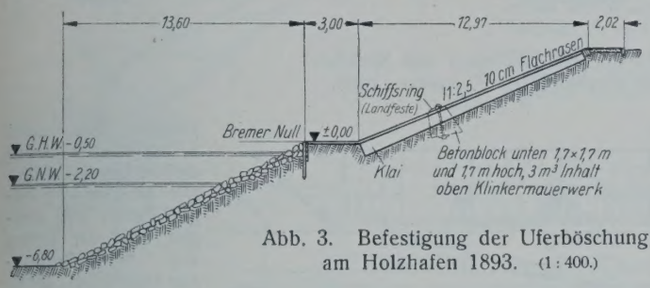


Abb. 3. Befestigung der Uferböschung am Holzhafen 1893. (1 : 400.)

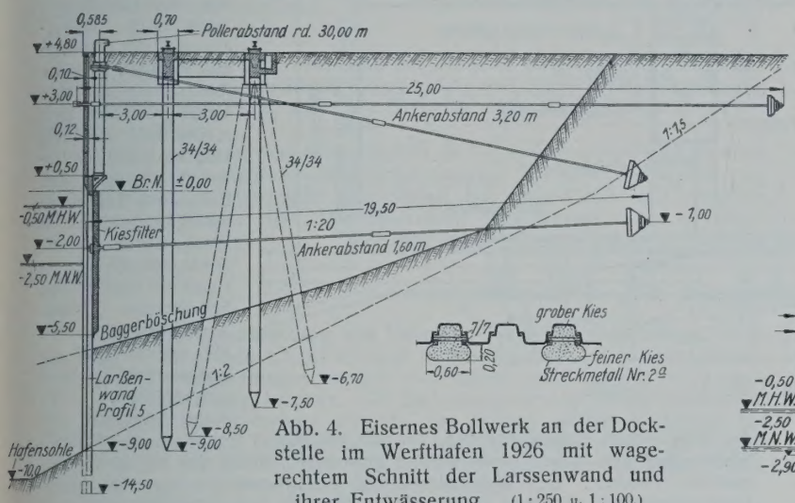


Abb. 4. Eisernes Bollwerk an der Dockstelle im Werfthafen 1926 mit wagerechtem Schnitt der Larssenwand und ihrer Entwässerung. (1 : 250 u. 1 : 100.)

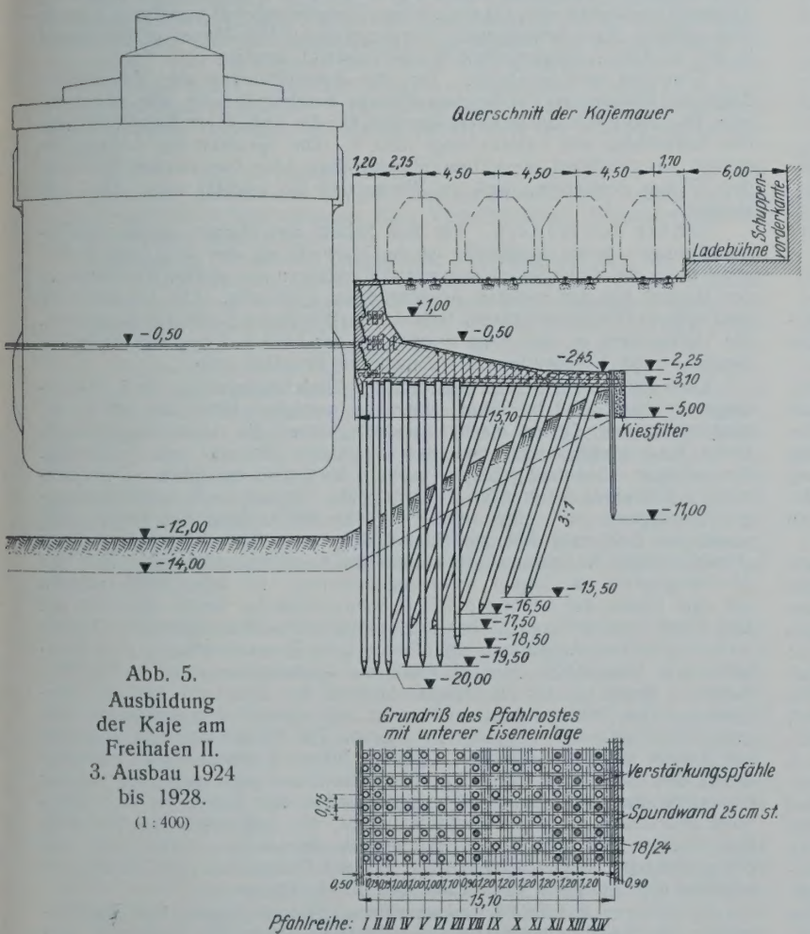


Abb. 5. Ausbildung der Kaje am Freihafen II. 3. Ausbau 1924 bis 1928. (1 : 400)

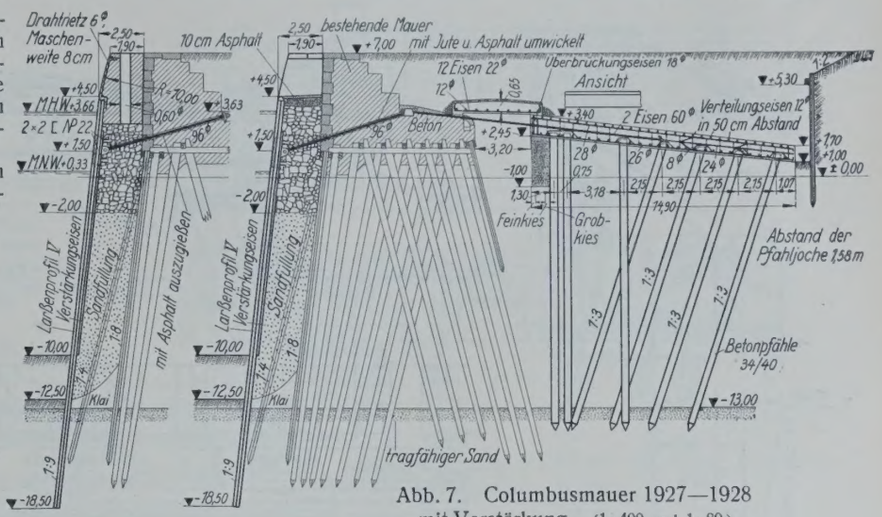
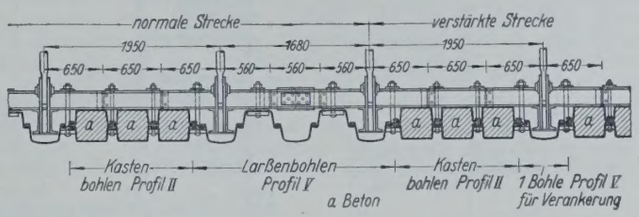


Abb. 7. Columbusmauer 1927—1928 mit Verstärkung. (1 : 400 und 1 : 80.)



Zu Abb. 7.

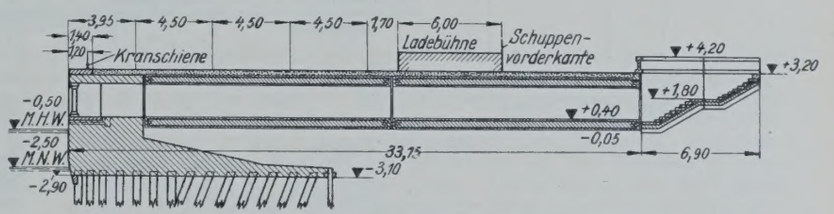


Abb. 8. Längsschnitt der überdeckten Fährtreppe mit Personentunnel am Freihafen II. 3. Ausbau 1924. (1 : 400.)

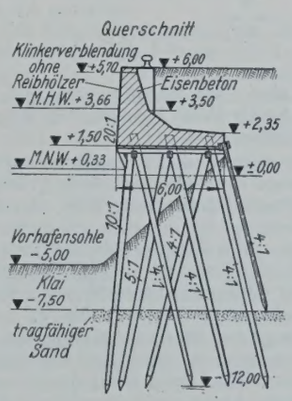
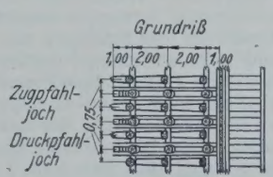


Abb. 6. Südliche Vorhafenmauer des alten Hafens mit Mauerpoller 1926—1927. (1 : 400.)



Zu Abb. 6.

Uferböschungen: Die Böschungen an den Ufern der Hafenbecken sind im Kleiboden (Bremerhafen) mit Erfolg durch eine Klinkerrollschicht auf Böschungsneigung 1 : 2 gesichert worden (Abb. 1). Die Steinschicht stützt sich gegen eine von Pfählen gehaltene Längsbohle. Im unbefestigten Teile der Böschung beträgt die Neigung 1 : 3. Eine ähnliche Klinkerrollschicht hat sich im Sandboden (Bremen-Stadt) auf einer Böschungsneigung 1 : 1,5 bewährt (Abb. 2). Die Rollschicht ist hier vom Böschungsboden durch eine Juteschicht getrennt, die das Ausspülen des Sandes verhindert, bis die Fugen der Rollschicht mit feinen Ton-

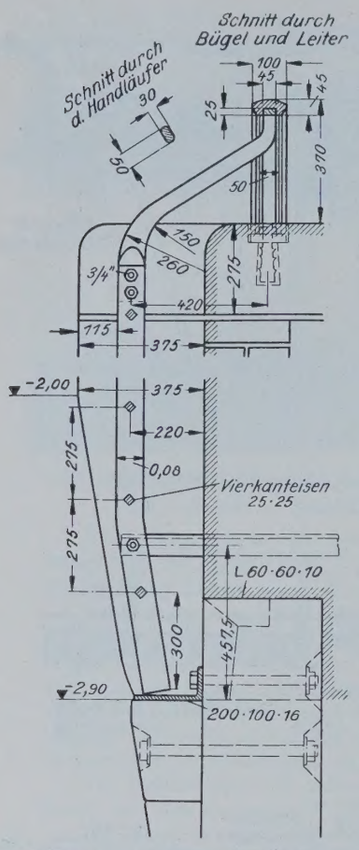


Abb. 9. Leiter im Freihafen II. 3. Ausbau 1924. (1 : 20.)

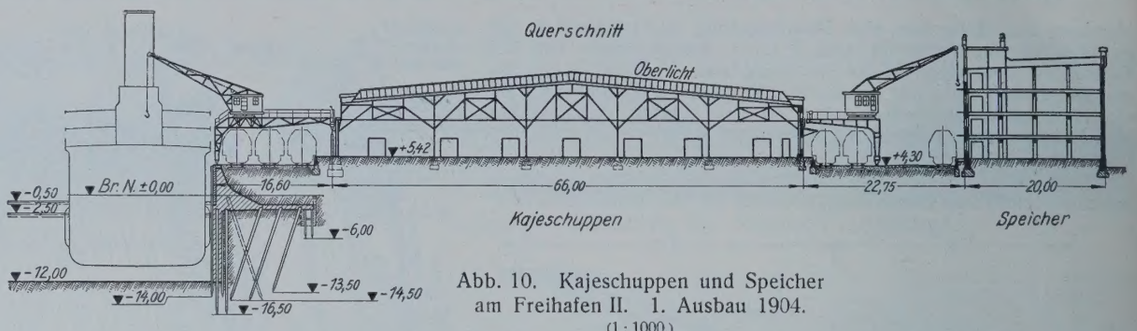
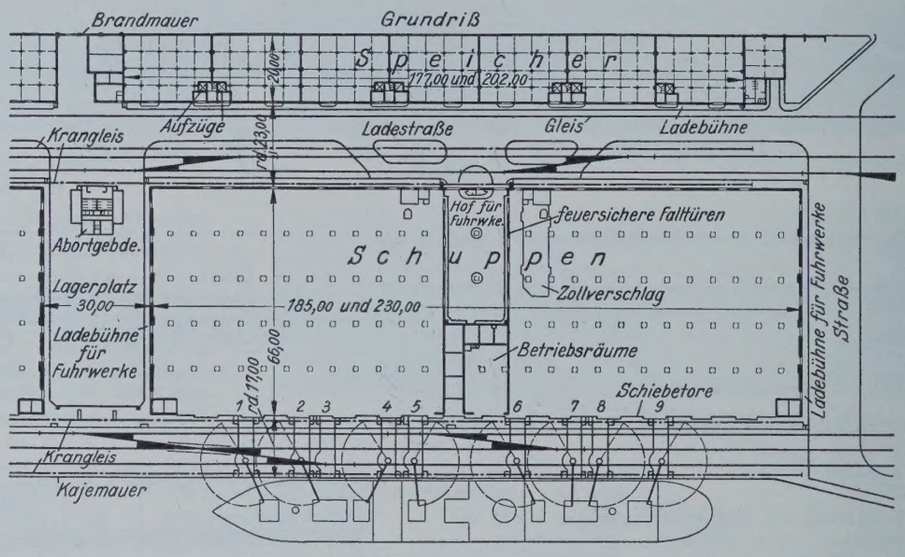
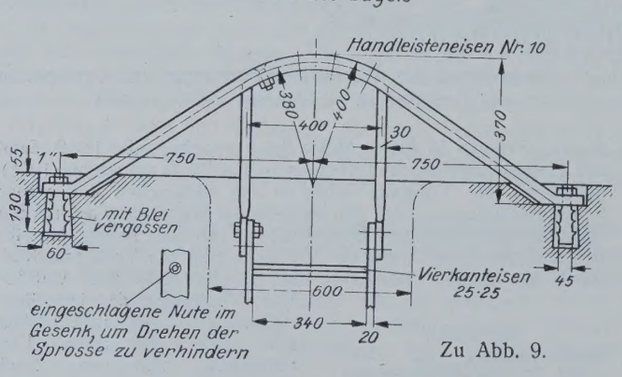


Abb. 10. Kajeschuppen und Speicher am Freihafen II. 1. Ausbau 1904. (1 : 1000.)



Zu Abb. 10. (1 : 2000).



Zu Abb. 9.

teilchen dicht gesetzt und bewachsen sind. Im übrigen sind zum Uferschutz Steinschüttungen bis zur Sohle herab (Abb. 3) bezw. bis zu einem sie stützenden Buschfuß verwendet worden.

Spundwände. Für die Ufer, die dem Verkehr mit kleineren Fahrzeugen dienen, sind in größerem Umfange Einfassungen aus Spundwänden hergestellt. Besonders sind eiserne Spundwände verwendet, deren bekannteste Ausbildungsweise ja auf dem in bremischen Diensten tätig gewesenen Baurat Larssen zurückgeht. Ein Beispiel gibt die Einfassung an der Dockstelle im Werfthafen der A.-G. Weser mit 14,8 m Gesamthöhe (Abb. 4). Der obere 4 m hohe Teil der Einfassung besteht aus I-Trägern und Eisenbetonplatten, die übrige Wand aus Larssenprofil Nr. V.

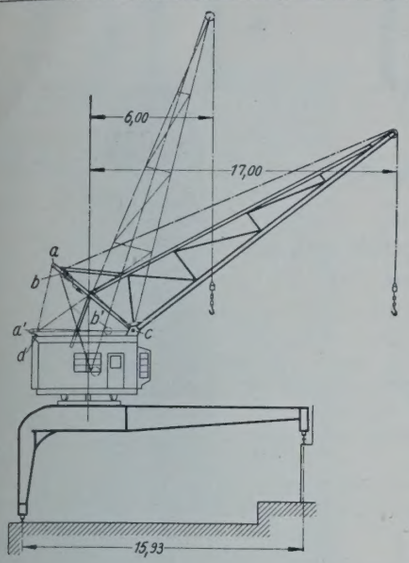
Kajemauern. Für die Einfassung der Ufer mit Kajemauern, wie sie für den Verkehr der großen Schiffe notwendig sind, sind die neuesten Ausbildungen in Bremen (Abb. 5) und in Bremerhafen (Abb. 6 u. 7) wiedergegeben. Für die Bremer Mauer (Sand) ist kennzeichnend das Fehlen von Zugpfählen. Der Schub der Hinterfüllung wird durch eine Gruppe schräger, am hinteren Ende der Rostplatte angreifender Druckpfähle aufgenommen. Die Rostplatte besteht aus Eisenbeton. Die Pfähle greifen in sie spannungslos ein. Die Platte weist im hinteren Drittel eine künstlich geschwächte Stelle auf, an der sich ungleichförmige Setzungen unschädlich auswirken können. Die hintere Spundwand ist mit Schlitzen versehen, die mit Streckmetall überzogen sind und sich an einen Kreisfilter anlehnen, wodurch der Druck des Grundwassers auf die Spundwand bei fallendem Hafenwasserstand niedrig gehalten wird. Abb. 6 zeigt eine neuere Ufermauer in Bremerhafen (Klei). Die Mauer, unter der das freie Wasser steht, ruht auf einem Bohlenbelag. Sie ist in Gußbeton hergestellt, dessen unterer Teil aus Eisenbeton ausgeführt ist. Abb. 7 stellt die Columbusmauer in Bremerhafen mit der nachträglich ausgeführten Verstärkung dar. Die Pfahljoche bestehen abwechselnd aus sechs Zugpfählen mit zwei Druckpfählen und sieben Druckpfählen. Die Längsholme liegen oben, die Zangen sind an ihnen mit Schraubenbolzen angehängt. Diese von der Hamburger Anordnung abweichende, für die Bremer Anlagen typische Ausbildung hat den Vorzug leichter Verzimmerung und soll sich einwandfrei bewährt haben. Zur Entlastung der vorderen Spundwand vom Wasserdruck bei fallendem Hafenwasserstand ist eine zweite Spundwand hinter der Mauer bis in den als wasserdicht angenommenen Klei eingetrieben. Wo diese Annahme mit der Wirklichkeit übereinstimmte, hat sich die Mauer gehalten. An einigen Stellen hat sich jedoch wohl infolge geringeren Alters der Kleiboden als undicht erwiesen. Der Wasserdruck hat sich, besonders da eine dichte Trennungsschicht zwischen diesem Kleiboden und dem unter ihm liegenden Kiessand vorhanden war, auf die vordere Spundwand voll auswirken können und größere Mauerbewegungen hervorgerufen. Die Mauer mußte darauf in der in Abb. 7 dargestellten Weise verstärkt werden.

Treppen und Leitern. Um die Ausnutzbarkeit der Kajemauern durch den Einbau von Fährtreppen nicht zu beschneiden, ist man allgemein zum Bau von Fährtunneln übergegangen, für die Abb. 8 ein Beispiel bringt. Die Ausbildung von Leitern zeigt Abb. 9. Die Sprossen der Leitern bestehen aus hochkant gestellten Quadrateisen, die vor runden Sprossen den Vorzug verdienen, weil im Winter das Eis leichter unter dem Fuß abplatzt.

Schutz der Mauern. Für den Schutz der Mauern gegen die Beschädigungen durch Schiffstöße ist die Entwicklung den Weg vom Reibepfahl über die Mauerbekleidung mit Reibehölzern zur glatten Verblendung der Mauern bei den meisten Ausführungen gegangen. Die Verblendung wird teils in Hartbrandsteinen, teils in Oberkirchener Sandstein ausgeführt. Ein Unterschied in den Kosten oder in der Unterhaltung soll zwischen diesen beiden Verblendungsarten nicht festzustellen sein.

Umschlagschuppen. Als mittlere Umschlagleistung für 1 m Kajelänge können 500 t im Jahre gerechnet werden. Etwa die Hälfte der umgeschlagenen Güter macht den Weg über die Umschlagschuppen. Diese sind grundsätzlich von den Speichern getrennt und einstöckig. Ihre mittlere Ausnutzung beträgt etwa 7 bis 9 t/m² im Jahre. Der hochwertige Charakter der meisten Umschlaggüter bedingt eine große Umschlaggeschwindigkeit und eine sehr pflegliche Behandlung der Güter. Die praktische Erfahrung hat zur Ausbildung nach Abb. 10 geführt, deren grundsätzliche Anordnung seit Jahrzehnten unverändert ist. Nur die Weiträumigkeit hat immer mehr zugenommen. Im Jahre 1887 entfielen auf eine Stütze der Schuppen 95 m² Schuppenfläche, heute über 400 m². Das Dach wird in Einzeldächer mit senkrecht zur Kaje gestellten Firsten unterteilt. Diese Anordnung ergibt eine gute Raumausnutzung (9 m Firsthöhe, 6 m Stapelhöhe), eine einwandfreie Dachentwässerung und mäßige Kosten. Rund $^1/_3$ der Dachfläche besteht aus Glas mit kittloser Verglasung. Das Schuppeninnere ist somit hell erleuchtet und gestattet eine gute Beurteilung der eingelagerten Waren. Die Binder sind mit Rücksicht auf Brände in Holz ausgeführt. Eiserne Binder gefährden die Feuerwehr durch die Gefahr des unvermittelten Einsturzes und verzögern unnötig die Aufräumungsarbeiten nach einem Brande. Der Boden des Schuppens wird neuerdings ganz mit Hartholz belegt, die Ladebühne aus Beton in 6 m Breite wird mit einem Edelestrich abgedeckt. Laderampe und Schuppenboden liegen 1,13 m über SO der Hafenbahn. Bei Neubauten erhalten die Schuppen 75 m Tiefe und 400 m Länge.

Speicher. Auf 1 m² Schuppenraum entfallen nicht ganz 1 m² Speicherraum. Die Speicher liegen teils in mittelbarer Nähe der Schuppen, teils



a Leitrolle für Seil *b a d* fest am hinteren Ende des Auslegerfußes.
b Leitrolle für Lastseil, am freien Ende des Seiles *b a d* befestigt, durch Spannung des Lastseiles gleitend nach *c* gedrängt.
c Drehpunkt des Auslegers.
d Fester Endpunkt des Seiles *b a d*.
a', *b'* Lage der Punkte bei eingezogenem Ausleger.

Abb. 11.
Einziehkran
jüngster Bestellung 1927.
(1 : 400.)

in größerer Entfernung. Sie sind bei größerer Entfernung in billigerem Gelände vielfach eingeschossig ausgebildet, weil hierbei die Anlagekosten bei gleicher Nutzfläche nur etwa 60% der einer mehrgeschossigen Ausbildung betragen.

Krane. Bei den Kranen entspricht die Tagesdurchschnittleistung etwa nur der theoretischen Stundenhöchstleistung; die Zahl der Krane und ihre Hubkraft müssen groß sein, damit ein ungestörter und schneller Betrieb gewährleistet ist. Das Bestreben, die Liegeplätze an der Kaje

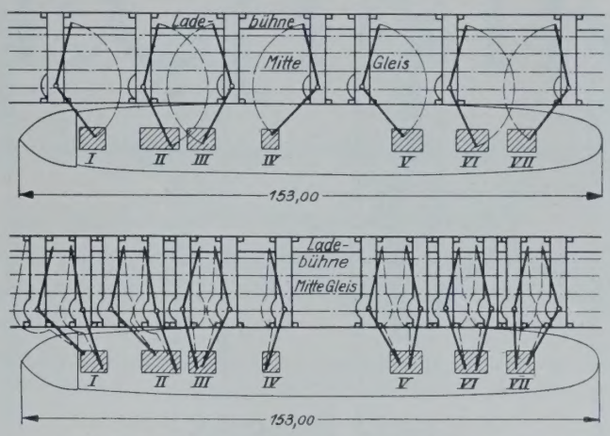


Abb. 12. Lastbahnen und Gruppierung der Krane mit festem Drehkreis und der Einziehkrane. (1 : 2000.)

durch Steigerung der Umschlaggeschwindigkeit möglichst gut auszunutzen, hat eine so enge Lage der Krane ergeben, daß Krane mit festem Drehkreis sich behindern würden. Die neueste Entwicklungsstufe zeigt daher Einziehkrane (Abb. 11), die ihre Ausladung von 6 m auf 17 m verändern können. Abb. 12 läßt erkennen, daß die Zahl der auf die Luken eines 153 m langen Schiffes wirkenden Krane damit von 7 auf 13 gestiegen ist. Der Antrieb ist neuerdings elektrisch, die Tragkraft 2,5 bis 3 t für die Regelkrane und 5 t für einzelne Laufkrane. Man geht mit dem Gedanken um, die alten Krane mit festem Drehkreis nach und nach in Einziehkrane umzubauen. Gr.

Vermischtes.

Die Hauptversammlung des Vereines deutscher Ingenieure findet in diesem Jahre vom 22. bis 24. Juni in Königsberg statt. Die wissenschaftlichen Verhandlungen werden vorwiegend im Zeichen der Land- und Forstwirtschaft stehen. Die Bedeutung der organischen Produktion für Technik und Industrie wird in den beiden großen Vorträgen der Hauptversammlung „Landwirtschaft" und „Forstwirtschaft" gewürdigt werden. Als Redner sind Exz. von Batocki, Königsberg, und Ministerialdirektor Wappes, München, gewonnen worden.

Die Fachsitzungen erstrecken sich auf Landwirtschaftstechnik, Holzprüfung, Betriebstechnik, Vertriebstechnik, Industrielles Rechnungswesen, Ausbildungswesen und Staubtechnik. Gegenstand der wissenschaftlichen Beratungen wird vorwiegend das Thema Holz sein und im Rahmen einer „Lehrschau Holz" besonders eingehend behandelt werden. Die Lehrschau wird vom 22. Juni bis 7. Juli, sowie vom 11. bis 13. August während der Deutschen Ostmesse im Hause der Technik in Königsberg gezeigt werden.

Anläßlich des 25jährigen Bestehens der Technischen Hochschule Danzig findet daselbst am 21. Juni vorm. ein Festakt statt, an den sich die wissenschaftlichen Fachsitzungen über Verkehrswesen, Wärmetechnik und Schweißtechnik anschließen.

Gleichzeitig findet in Danzig die Jahrestagung der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen statt, und zwar werden zunächst — im Rahmen einer in Gemeinschaft mit dem Verein deutscher Ingenieure veranstalteten Verkehrstagung — Prof. Dr.-Ing. Pirath, Stuttgart, über „Verkehrsprobleme der Gegenwart", Prof. Dr. Faßbender, Berlin, über „Die Hochfrequenztechnik im Dienste der Verkehrssicherung" sprechen. Am Nachmittage des 21. Juni folgen sodann in der Tagung der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen Vorträge von Hafenbaurat Zöllner, Danzig, über den „Ausbau der Schiewenhorster Weichselmündung", Stadtbaurat Dr.-Ing. ehr. Kutschke, Königsberg, über „Speicherbauten bei Häfen", und Hafenbaudirektor Bruno, Danzig, über „Die Anlagen und Sonderheiten des Danziger Hafens". Am 22. Juni werden die neuen Anlagen des Danziger Hafens besichtigt werden. Den Abschluß der Tagung bildet ein Vortrag von Museumsdirektor Prof. La Baume, Danzig, über „Geographie und Geschichte der Weichsel-Nogat-Niederungen" auf der Albrechtshöhe.

Die Ergebnisse der Reichsforschungs-Tagung, Berlin. Die Tagung, die am 15. April unter zahlreicher Beteiligung begonnen hatte, trat am 16. April in Gruppenberatungen ein und faßte die Ergebnisse dieser Aussprache am 17. April in einer abschließenden Vollversammlung zusammen. Nach einleitenden Darlegungen des Verwaltungsrat-Vorsitzenden, Baurat Dr. Riepert, und nach Begrüßungsworten des Rektors der Technischen Hochschule, Prof. Dr. Hamel, erstattete Stadtbaurat Ernst May, Frankfurt a. M., einen kritischen Bericht über das Ergebnis des Wettbewerbs der RFG. Im Anschluß hieran berichteten die Obleute über die Ergebnisse der Gruppenberatungen.

Die hier besonders interessierenden Beratungen der Gruppe II über Baustoffe und Bauweisen im Wohnungsbau wurden von Prof. Dr. Siedler zusammengefaßt: Gerade angesichts der Fülle der Probleme, die durch die neuen Baustoffe und Bauweisen und durch deren Wettbewerb mit den alten entstanden sind, sei es notwendig, daß Baustoffe und Bauweisen in viel größerem Umfange als bisher in den Lehrplänen der Technischen Hochschulen, der Baugewerbeschulen und der Handwerkerschulen eine Rolle spielen müssen. Alle technischen Lehranstalten Deutschlands hätten die Pflicht und die Möglichkeit, an den von der RFG verfolgten Zielen dadurch mitzuarbeiten, daß sie den Nachwuchs auf die Bedeutung hinweisen, die die Baustoffe und Bauweisen für die Weiterentwicklung unserer Bau- und Wohnungskultur haben. Vieles könne aber nicht getan werden, weil die für die entsprechende Entwicklung dieses Hochschulbetriebes erforderlichen Mittel nicht zur Verfügung stehen und trotz aller Bemühungen bisher nicht bewilligt worden sind. Die RFG mußte natürlich zunächst mit ihren Arbeiten sehr in die Breite gehen, und die Tagung hat gezeigt, daß dieses Ziel auch erreicht worden ist. Beim Aufbau einer Wissenschaft, der Wissenschaft vom vernünftigen, vom wahrhaften und rationellen Bauen muß aber auch in die Tiefe gegangen werden. Bei der jetzigen Organisation der RFG erscheint sie jedoch dazu nicht in der Lage, wenngleich ihre innige Verbindung mit den Architekten und den Kreisen der Bauindustrie, des Bauhandwerks, der Baustoffindustrien und der Verbraucher für alle Beteiligten von größtem Werte ist. Man müsse hoffen, daß es der RFG gelingen werde, die für sie notwendige Zukunftsentwicklung in die Tiefe zu gestalten.

Die Schlußfolgerungen, die sich aus den Arbeiten der sechs Gruppen für die weitere Tätigkeit der RFG ergeben, wurden von Prof. Dr. Bartning gezogen. Mit ihrer Tagung sei die RFG an dem Wendepunkte von der sammelnden und ordnenden Analyse zur schöpferischen Synthese angelangt. Es müßten nunmehr die Arbeitspläne für weitere methodische Versuche, vor allem der Arbeitsplan für die Haselhorster Siedlung der RFG geschaffen werden. Diese Aufgabe hat ein aus Prof. Bartning, Baurat Lübbert und Prof. Mebes bestehender Ausschuß übernommen. Eine begrenzte Zahl ganz bestimmter und wesentlicher Probleme soll herausgestellt und zu klaren Versuchsreihen geordnet werden.

Die Tagung habe die Forderungen und Erwartungen der freien Fachwelt aufgezeigt und damit zugleich erwiesen, daß die Fachwelt hinter der Arbeit der RFG und hinter der nun einzuschlagenden Entwicklung ihrer Arbeit stehe. Die RFG habe die sammelnde und problemstellende Tätigkeit ihrer Ausschüsse unter Benutzung aller auf der Tagung erhaltenen Anregungen weiter auf das ganze Gebiet zu erstrecken, und sie habe sie zu konzentrieren auf die kommenden praktischen Versuche an verschiedenen Stellen des Reichs, insbesondere auf die Reichsforschungs-Siedlung, und sozusagen auf ein Forschungs-Institut; beide seien voneinander untrennbar. Für die Reichsforschungs-Siedlung sei der Arbeitsplan und die Gestalt, für das Reichsforschungs-Institut sei Arbeitsplan, Etatplan, innere Konstruktion und wirtschaftlicher Verband alsbald aufzustellen.

Dieser Plan dürfe nicht unter dem Zeichen des Abbaues, sondern er müsse mit dem Mute der Verantwortung aufgebaut werden, denn er bedeute nichts geringeres als Abbau unwirtschaftlicher Verworrenheit, Abbau schädlicher Leerläufe, Abbau der Wohnungsnot unseres Volkes. So aber stelle sich die vielleicht zuweilen schwankend oder unwesentlich erscheinende Linie der Arbeit der RFG dar als eine klare ansteigende Linie, von der empirischen Tätigkeit über sammelnde Analyse zur schöpferischen Synthese, von dem Typen-Ausschuß über die RFG zur Reichsforschungs-Siedlung und zum Reichsforschungs-Institut.

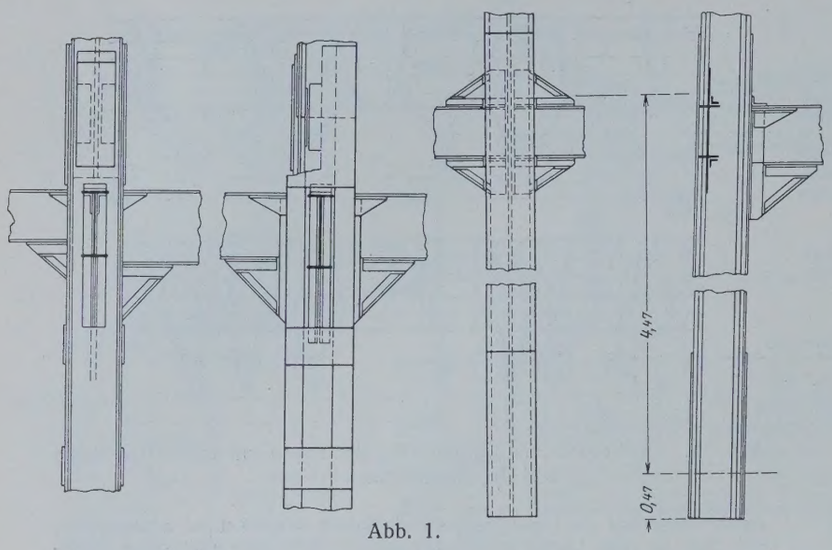


Abb. 1.

Bau eines Turmhauses in Minneapolis. In Minneapolis, Minn., wird nach einem Bericht in Eng. News-Rec. vom 7. März 1929 ein 137 m hohes Turmhaus (Foshay Tower) mit 33 Stockwerken erbaut. Das Bauwerk hat bis zur zweiten Stockwerkdecke eine Grundfläche von 27 × 26,4 m. Darüber vermindert sich der Querschnitt mit einem Absatz auf 24,4 × 26,4 m. Von dieser Fläche aus verlaufen die Außenwände dann in geringer Neigung bis zum Dach aufwärts, wo der Querschnitt des Turmhauses nur noch 17,6 × 19,4 m beträgt.

Im Innern des Gebäudes sind vier elektrische Fahrstühle vorgesehen, von denen einer bis zum 30. Stockwerk hinauffährt.

Die Anordnung und Ausbildung der Stützen ist aus Abb. 1 ersichtlich. Zur Aufnahme der Seitenkräfte infolge des Winddruckes sind die Rahmenwerke mit starken Eckversteifungen versehen. Im unteren Teil oberhalb der Pfeilergründung sind Kreuzstreben angeordnet. Die Stützen ruhen auf einzelnen, mit einer Eisenkonstruktion ausgerüsteten Betonpfeilern, die hinab bis zum gewachsenen Fels und in diesen noch etwa 4 m hineinreichen.

Abb. 2 zeigt das im Bau befindliche Gebäude, das im Juli 1928 begonnen wurde und Anfang April d. Js. fertiggestellt sein sollte. Zs.

Berichtigung. In der „Bautechnik" 1929, Heft 20, S. 316 muß es in Abb. 23 heißen:

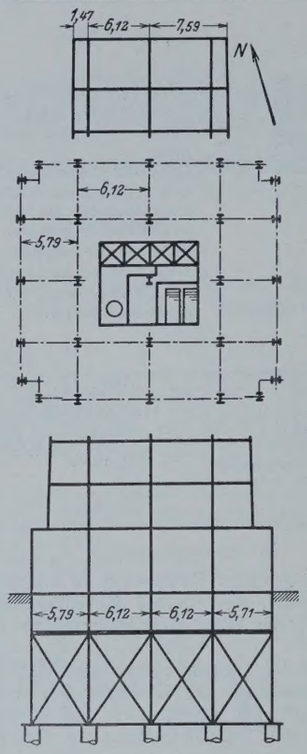
$$\text{links: } M_E = \frac{2\,Pl}{9} \text{ anstatt } M_E = \frac{2\,Pl}{3},$$

$$\text{rechts: } M_F = \frac{Pl}{9} \text{ anstatt } M_F = \frac{Pl}{3}.$$

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: die Reichsbahnoberräte Wilke, Dezernent (Mitglied) der R. B. D. Breslau, in gleicher Eigenschaft zur R. B. D. Erfurt, Andrae, Dezernent (Mitglied) der R. B. D. Oppeln, in gleicher Eigenschaft zur R. B. D. Köln, Zoller, Vorstand des R. B. A. Breslau 1, als Dezernent (Mitglied) zur R. B. D. Oppeln, Netzsch, Vorstand des R. B. A. Lindau, als Dezernent (Mitglied) zur R. B. D. Regensburg und Goltdammer, Dezernent (Mitglied) des R. Z. A. in Berlin, in gleicher Eigenschaft zur R. B. D. Berlin; die Reichsbahnräte Emil Hammer, Vorstand des R. B. A. Ludwigslust 1, in gleicher Eigenschaft zum R. B. A. Breslau 1, Altenberg, Vorstand des R. B. A. Bartenstein, in gleicher Eigenschaft zum R. B. A. Torgau, Hans Lindner, Vorstand des R. B. A. Torgau, als Dezernent (auftrw.) zur R. B. D. Breslau, Bettmann, Vorstand des Reichsbahn-Neubauamts Braunschweig, als Vorstand zum R. B. A. Ludwigslust 1, Kretschmar, bisher bei der R. B. D. Oppeln, zum R. B. A. Beuthen (Oberschles.), Achtelik, bisher beim R. B. A. Beuthen (Oberschles.), zur R. B. D. Oppeln, Dippel, bisher beim Reichsbahn-Bauamt Mannheim 2, zum R. B. A. Heidelberg 2, Braunwarth, bisher beim Reichsbahn-Bauamt Heidelberg 2, zum Reichsbahn-Bauamt Mannheim 2, Dr.-Ing. Zinßer, bisher beim Reichsbahn-Neubauamt Zwickau (Sa.), zum R. Z. A. in Berlin, Eugen Eger, bisher beim R. B. A. Ulm, zur R. B. D. Essen, Reinhold Burger, bisher bei der R. B. D. München, zur R. B. D. Ludwigshafen (Rhein), Freiherr von Froenau, Vorstand der Leitungsinspektion München, nach Rosenheim als Vorstand des R. M. A. und auftragsweiser Leiter des Reichsbahn-Neubauamts für den elektrischen Eisenbahnbetrieb, Bohlig, Werkdirektor des R. A. W. Ludwigshafen (Rhein), als Vorstand zum R. M. A. München 2, Johannes Franke, bisher beim Reichsbahn-Neubauamt Altenburg, als Vorstand zum bautechnischen Reichsbahn-Neubauamt Dessau 1, und Echte, bisher beim R. B. A. Pirna, zum Reichsbahn-Neubauamt Zwickau (Sa.), sowie die Reichsbahnbaumeister Friedrich Keller, bisher bei der R. B. D. Trier, zur R. B. D. Oppeln, Ost, bisher bei der R. B. D. Oppeln, zur R. B. D. Trier und Koesters, bisher bei der R. B. D. Berlin, zum R. A. W. Grunewald.

Übertragen: dem Reichsbahnrat Noeßke, Vorstand des R. B. A. Breslau 2, die Geschäfte des Vorstands des R. B. A. Breslau 3.



Zu Abb. 1.

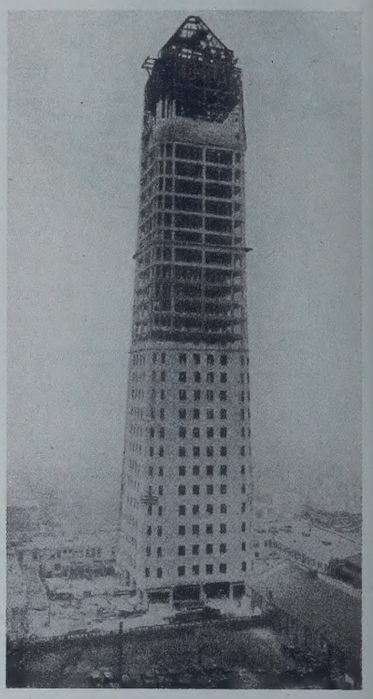


Abb. 2.

In den Ruhestand getreten: die Reichsbahnamtmänner Härter, Vorstand der Güterstation Nürnberg Hauptbahnhof, und Hoffer, Vorstand der Bahnstation Weiden (Opf.).

Ausgeschieden: Reichsbahnrat Dr.-Ing. Heisterbergk, zuletzt bei der R. B. D. Dresden.

Gestorben: Reichsbahnoberrat Riedel, Dezernent (Mitglied) der R. B. D. Elberfeld.

Preußen. Versetzt: der Regierungs- und Baurat (M.) Rente von der Wasserbaudirektion in Königsberg an die Elbstrombauverwaltung in Magdeburg, der Regierungsbaurat (W.) Detig (bisher beurl.) nach Niederfinow (Bezirk des Neubauamts in Eberswalde); ferner ist der Regierungsbaurat a. W. (M.) Lasser von der Elbstrombauverwaltung in Magdeburg nach Königsberg i. Pr. versetzt und mit der Verwaltung des Maschinenbauamts daselbst beauftragt worden.

Der Regierungsbaumeister (W.) Swoboda ist vom Wasserbauamt in Genthin an das in Rathenow, der Regierungsbaumeister Giesecke vom Vorarbeitenamt in Verden a. d. Aller an die Regierung in Stade versetzt worden.

Der Regierungs- und Baurat (W.) Bartels ist auf seinen Antrag aus dem Staatsdienste entlassen worden.

Württemberg. Durch Entschließung des Reichspräsidenten ist dem Regierungsbaumeister Pietzsch die Stelle eines Regierungsbaurats bei der Neckarbaudirektion Stuttgart und dem Regierungsbaumeister Deisinger die Stelle eines Regierungsbaurats bei dem Neckarbauamt Stuttgart übertragen worden.

Bei der im Dezember 1928 bis Februar 1929 abgehaltenen Staatsprüfung im Bauingenieurfach sind die nachstehend aufgeführten Prüflinge für befähigt erklärt worden:

Josef Auer aus Waldsee, Arthur Bieger aus Stuttgart, Otto Bihlmeier aus Allmendingen, Oberamt Ehingen, Richard Bitzer aus Tuttlingen, Felix Burger aus Stuttgart, Paul Dörr aus Stuttgart-Cannstatt, Hermann Eipper aus Ludwigsburg, Hans Gerstlauer aus Kirchheim u. T., August Goll aus Eggenstein, Bezirksamt Karlsruhe, Walter Hartmann aus Stuttgart, Walter Hauser aus Hagelloch, Oberamt Tübingen, Georg Honold aus Wien, Hans Jörger aus Ulm a. D., Eberhard Lusser aus Trossingen, Oberamt Tuttlingen, Karl Maier aus Stuttgart, Wilhelm Merkel aus Stuttgart, Herbert Merkle aus Böhringen, Oberamt Urach, Hans Müller aus Stuttgart, Hermann Ostermayer aus Straßburg i. E., Richard Pantle aus Stuttgart, Robert Pfitzer aus Eßlingen, Karl Rieger aus Nürnberg, Emil Schelle aus Heilbronn a. N., Arthur Schenk aus Stuttgart, Karl Schlagenhauf aus Bergfelden, Oberamt Sulz, Wilhelm Schlayer aus Bondorf, Oberamt Herrenberg, Otto Schweizer aus Nürtingen, Hermann Sorg aus Saulgau, Erwin Spaney aus Marbach a. N., Karl Stietenroth aus Stuttgart, Otto Sudergath aus Glatz in Schlesien, Hermann Wallraff aus Nürnberg, Albert Wimmer aus Künzelsau. — Sie haben die Bezeichnung „Regierungsbaumeister" erhalten.

INHALT: Dieselspüler. — Der Wettbewerb für die Elbebrücke bei Tangermünde. — Umschlageinrichtungen in den bremischen Häfen. — Vermischtes: Hauptversammlung des Vereines deutscher Ingenieure. — Ergebnisse der Reichsforschungs-Tagung, Berlin. — Bau eines Turmhauses in Minneapolis. — Berichtigung. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

7. Jahrgang | BERLIN, 11. Juni 1929 | Heft 25

Der Bau der neuen Eisenbahnbrücken über die West- und Ostoder bei Stettin.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Direktor bei der Reichsbahn **G. Koehler** und Reichsbahnrat **C. Koch**, Stettin.

Bei der Umgestaltung der Stettiner Bahnanlagen wird die auf beiden Seiten von Höhenzügen begrenzte, 4 bis 6 km breite Oderniederung in der Richtung von Westen nach Osten (s. Übersichtsplan Abb. 1) durchquert. Insgesamt sollen künftig bei selbständiger Einführung der Personen- und Güterzüge in die einzelnen Bahnhöfe vier zweigleisige Strecken über die Westoder und zwei zweigleisige Strecken über die Ostoder geführt werden.

Im Rahmen dieses großzügigen Bauplanes ist zunächst nur beabsichtigt, eine zweigleisige Güterumgehungsbahn herzustellen. Bei der Durchführung dieses Teilplanes war von vornherein auf spätere Erweiterungen insoweit Rücksicht zu nehmen, als Schwierigkeiten bei der Anlage weiterer Gleise unbedingt vermieden werden mußten. Wenn auch zeitlich die Durchführung der einzelnen Bauten noch keineswegs feststeht, so ließ sich jedoch unter besonderer Berücksichtigung der wirtschaftlichen Ausnutzung des für die einzelnen Bauausführungen aufzuwendenden Kapitals feststellen, in welchem Umfange insbesondere die größeren Bauwerke mit Rücksicht auf die späteren Erweiterungen schon auszuführen waren. Bei den Strompfeilern und Widerlagern der Oderbrücken spielte diese Frage eine bedeutende Rolle, und es hat sich im Laufe der Bauausführung gezeigt, daß gerade die Berücksichtigung späterer Erweiterungen zu Entwurfsvereinfachungen geführt hat, durch die erhebliche Kostenersparnisse infolge Verringerung der Massen erzielt wurden.

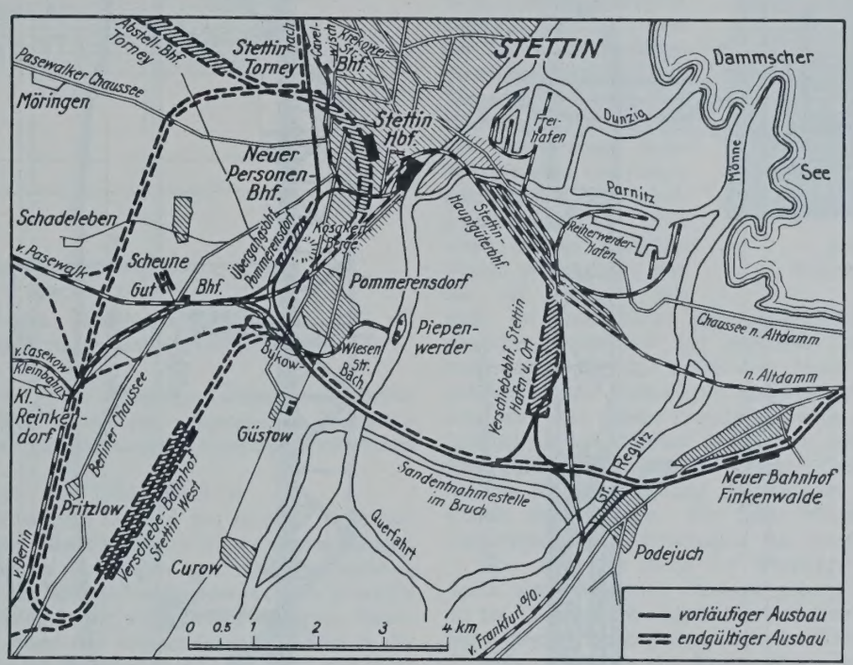


Abb. 1. Übersichtsskizze für die Umgestaltung der Stettiner Bahnanlagen.

Die Linienführung der neuen Strecke konnte so gewählt werden, daß eine Überbrückung der Westoder senkrecht zur Stromrichtung, der Ostoder unter einem Winkel von 85° möglich war.

Bei Aufstellung der Brückenentwürfe mußte berücksichtigt werden, daß Durchfahrtmöglichkeit unter der Westoderbrücke für 1000-t-Schiffe mit 17 m lichter Höhe über GW verblieb. Bei der Ostoderbrücke wurde dagegen eine lichte Durchfahrthöhe von 8,40 m über GW für ausreichend erachtet. Unter diesen Voraussetzungen konnten beide Brücken im Gegensatze zu den anderen in Stettin über die Oder führenden Eisenbahn- und Straßenbrücken als feste Brücken ausgebildet werden.

Die Westoder, der eigentliche Schiffahrtstrom, hat an der Brückenbaustelle eine zwischen den Ufern gemessene Breite von 180 m und eine Wassertiefe von 10 bis 12 m; die Ostoder dient mehr zur Hochwasser- und Eisabführung und hat bei 150 m Breite nur 8 m Wassertiefe.

Die Schwankungen der Wasserstände hängen im Mündungsgebiet der Oder nicht allein vom Zufluß aus dem Inlande ab, sondern sind noch mehr bedingt durch den Rückstau des Wassers bei nordwestlichen Winden von der Ostsee aus. Die Möglichkeit eines solchen Rückstaues ist gegeben durch das geringe Gefälle der unteren Oder von 1 : 100 000. Die Wassergeschwindigkeiten gehen selten über 1 m/sek hinaus. Die Schwankungen zwischen HHW und GNW betragen nur 2 m.

Der Untergrund in der Oderniederung besteht aus feinen Sanden, die von einer 6 bis 8 m starken Torfschicht überlagert sind. Erst bei 25 m Tiefe unter NN bilden Schichten von groben Kiesen den Übergang vom Alluvium zum Diluvium. Im Strom selbst besteht die Sohle aus Muscheln und Schlick, darunter liegt feiner Sand, der häufig Toneinlagerungen, sogar durchgehende Tonschichten von freilich nur geringer Stärke enthält.

In folgenden soll nur eine kurze Beschreibung der Entwürfe und der Bauausführung, soweit sie von dem üblichen Verfahren abweicht, gegeben werden.

Entwurfsausgestaltung.

Außer den vorerwähnten lichten Durchfahrthöhen an der Westoderbrücke von 17 m, an der Ostoderbrücke von 8,40 m wurden an lichten Durchfahrtweiten für die Hauptschiffahrtöffnungen an der Westoderbrücke 84 m, an der Ostoderbrücke 100 m verlangt. Für die durch den Einbau der Strompfeiler eintretenden Verminderungen der Durchflußquerschnitte mußte Ersatz durch Abbaggerungen an den Ufern geschaffen werden. Auf Anlage von Flutbrücken und Durchlässen in dem zwischen den Brücken liegenden Bahndamm wurde verzichtet.

Hiermit waren die Unterlagen für die Aufstellung von Vorentwürfen für beide Brücken gegeben. Für die Tragwerke wurden mehrere Vorentwürfe aufgestellt und hinsichtlich der entstehenden Baukosten miteinander verglichen. Es stellte sich heraus, daß Balkenbrücken mit einfachen Systemlinien hinsichtlich des Stoffverbrauchs am wirtschaftlichsten waren und sich auch am besten in das Landschaftsbild einpaßten.

Ostoderbrücke (Abb. 2): Das eiserne Tragwerk der Ostoderbrücke besteht aus einem Trapezträger von 100 m Stützweite für die Mittelöffnung und zwei seitlichen Trapezträgern von 62,5 m Stützweite. Die Hauptträger der einzelnen Überbauten sind auf den Strompfeilern gemeinsam aufgelagert und durch über den Auflagern liegende Gelenke miteinander verbunden. Die Höhe des Mittelüberbaues beträgt 14 m. Das System ist in Feldermitte unterteilt. Aus dieser Unterteilung ergab sich die Höhe der seitlichen Überbauten, die also genau halb so hoch (7 m) sind wie der Hauptträger des Mittelüberbaues. Das feste Auflager liegt auf dem östlichen Widerlager. Die Lager auf den Strompfeilern und dem westlichen Widerlager sind beweglich.

Westoderbrücke (Abb. 3): Die größte Höhe der Schienenoberkante an der Westoderbrücke über GW ließ auch eine anderweitige Ausbildung des eisernen Tragwerkes zu, da die vorerwähnte lichte Durchfahrthöhe von 17 m nur für die Hauptschiffahrtöffnung verlangt war. Das Tragwerk des Mittelüberbaues von 84 m Stützweite mußte über die Fahrbahn gelegt werden, während die Tragwerke der seitlichen Überbauten unter die Fahrbahn gelegt werden konnten. Wie bei der Ostoderbrücke wurden auch hier Trapezträger für die Überbauten gewählt. Durch diese Anordnung konnte wesentlich an Eisen gespart werden, da der Abstand der Hauptträger der seitlichen Überbauten auf 7,5 m eingeschränkt werden konnte.

Um an Kosten für die Strompfeiler zu sparen, sind die Strompfeiler nur so hoch über Wasserlinie geführt worden, als es für die Sicherheit gegen Anfahren von Schiffen unbedingt notwendig war. Es sind daher über den Pfeilern Portalrahmen angeordnet, auf die die Überbauten aufgelagert sind. Auf den Portalrahmen liegen die Lager der seitlichen Überbauten zwischen den Lagern des Mittelüberbaues (Abb. 4).

Auf den beiden Widerlagern sind die festen Auflager angeordnet. Das bewegliche Lager der seitlichen Überbauten wird durch die Pendel-

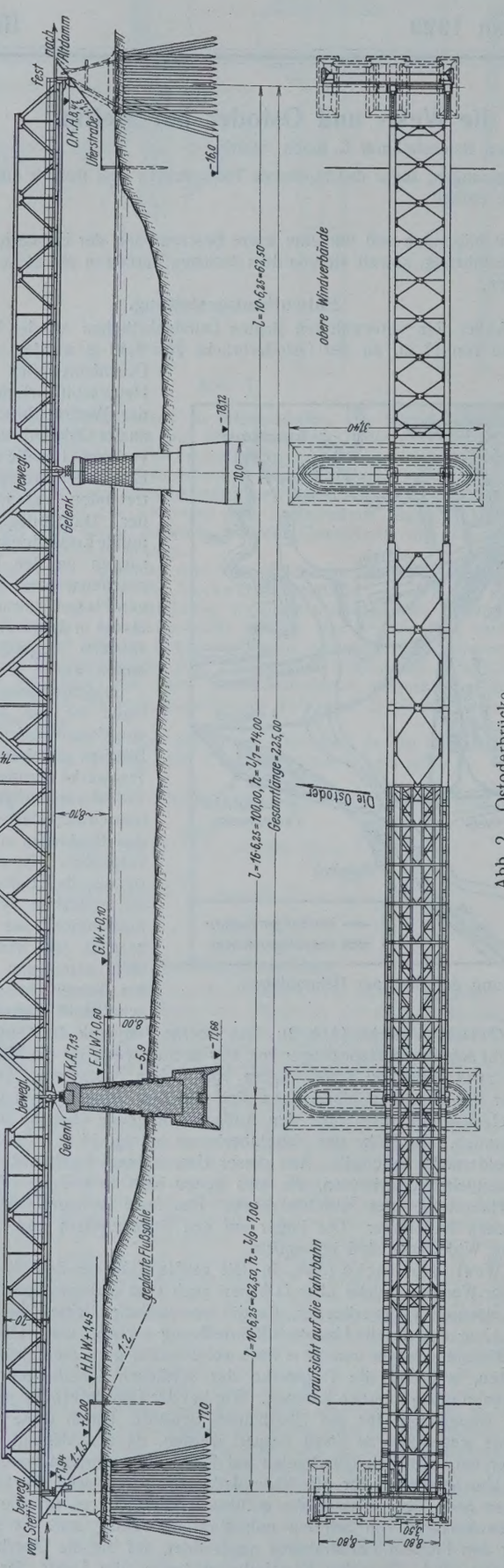


Abb. 2. Ostoderbrücke.

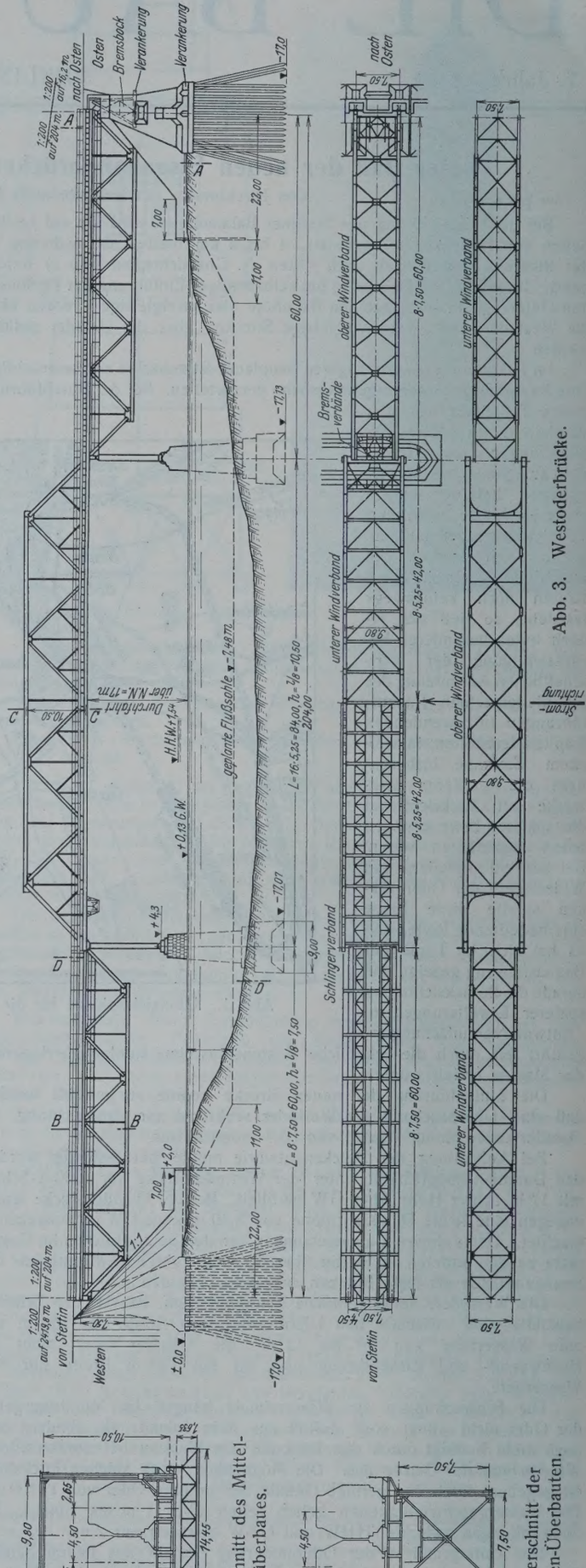
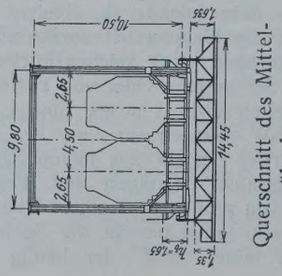
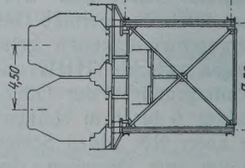


Abb. 3. Westoderbrücke.



Querschnitt des Mittelüberbaues.



Querschnitt der Seiten-Überbauten.

stütze gebildet. Der Mittelüberbau hat zwei bewegliche Auflager auf den Portalstützen erhalten. Über dem östlichen Strompfeiler ist er durch einen verstärkten Bremsstab an den östlichen seitlichen Überbau angeschlossen. Auf diese Weise ist das bewegliche Auflager über der Portalstütze in ein

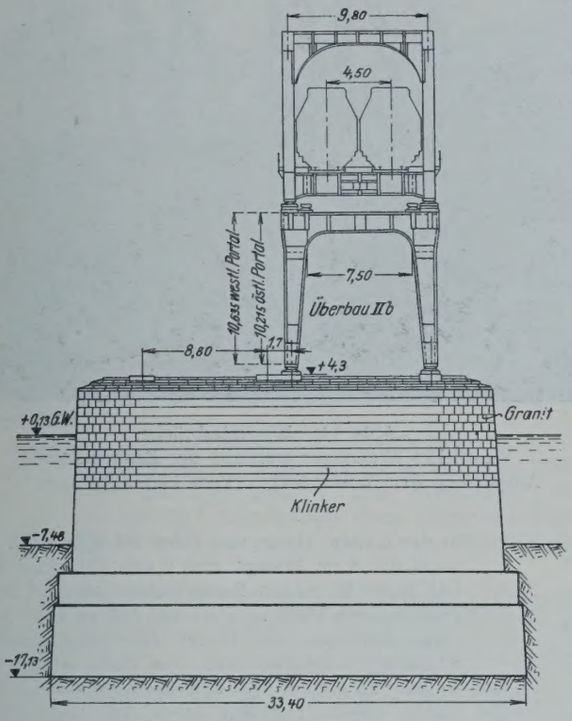


Abb. 4. Westoderbrücke. Westlicher Strompfeiler mit Portalrahmen und Auflager des Mittelüberbaues.

festes umgewandelt. Das System erhält die nötige Dehnungsmöglichkeit durch einen über dem westlichen Strompfeiler vorgesehenen Bremsstab mit Langloch. Die Stabilität des Brückensystems ist hierdurch vollkommen gewährleistet.

Die Widerlager der Oderbrücken.

Der Untergrund an den Stromufern besteht bis zu einer Tiefe von etwa 8 m aus Moor und Schlick. Darunter liegen die bereits erwähnten Stettiner Sande, die von Tonschichten durchzogen sind. Die Untersuchung des Moorbodens hatte ergeben, daß sowohl Huminsäure als auch schwefelsaure Salze im Boden enthalten sind, die stark betonzerstörende Eigenschaften besitzen. Es erschien daher von vornherein geboten, die in der Stettiner Gegend übliche Pfahlrostgründung zu verwenden, falls man nicht dazu übergehen wollte, umfangreiche und kostspielige Isolierungen auszuführen. Trotz sparsamster Bauweise wäre die Herstellung massiver Widerlager an den Stromufern sehr teuer geworden, da die Widerlager dem gesamten Erddruck des dahinterliegenden bis zu 20 m hohen Dammes hätten Stand halten müssen. Es war daher vorteilhafter, die Widerlager in den Damm hineinzuschieben und so die Stützweite der seitlichen Überbauten etwas zu vergrößern. Auf diese Weise war es möglich, den Entwurf so aufzustellen, daß die Kosten auf einen Bruchteil derjenigen herabgedrückt werden konnten, die für ein massives Widerlager hätten aufgewendet werden müssen. Die Widerlager bestehen aus einzelnen Scheiben, die die Auflagerdrücke der seitlichen Überbauten auf den Untergrund zu übertragen haben. Die einzelnen Scheiben sind untereinander durch Querriegel verbunden (Abb. 5 u. 6).

Obwohl beabsichtigt ist, im Rahmen des großen Umbauplanes der Stettiner Bahnanlagen zunächst nur eine Bahnlinie über die Oderströme zu führen, und infolgedessen auch nur ein Widerlager für eine zweigleisige Eisenbrücke erforderlich gewesen wäre, erschien es aus technischen und wirtschaftlichen Rücksichten vorteilhaft, die Widerlager schon jetzt für den endgültigen Zustand auszubauen. Maßgebend waren natürlich in erster Linie die schlechten Untergrundverhältnisse. Es ist nicht möglich, auch nur eine geringe Dammschüttung auf dem Moor vorzunehmen, ohne daß das Moor seitlich ausweicht. Bei späteren Erweiterungen wäre also die Standsicherheit des bereits ausgeführten Widerlagers unbedingt gefährdet worden. Es sind aber nicht die Moorschichten allein, die diese Gefährdung bringen, auch die darunter liegenden Sandschichten zeigen bei auftretendem Druck die Neigung, auszuweichen. Dieses ist insbesondere bei verschiedenen Brückenausbauten am Hauptgüterbahnhof Stettin festgestellt worden. Ohne einen aktiven seitlichen Druck zu erhalten, sind die auf Pfahlrost wie auch auf Senkbrunnen gegründeten Pfeiler der Eisenbahnbrücken ausgewichen. Die mit der seitlichen Dammschüttung verbundene Zusammendrückung der unter dem Moor liegenden Sandschichten hatte genügt, um die Pfeiler samt den Pfählen bezw. Brunnen seitlich zu verschieben. Die spätere Erweiterung eines nur für eine zweigleisige Eisenbahnbrücke ausgeführten Widerlagers hätte auch bedeutende Kosten für Absteifungsarbeiten des 20 m hohen Dammes erfordert. Die Wirtschaftlichkeit der Bauausführung läßt sich am besten durch die entstandenen Kosten kennzeichnen. Für beide Widerlager der Westoderbrücke sind einschließlich der Gründungen nur 450 000 R.-M. aufgewendet worden.

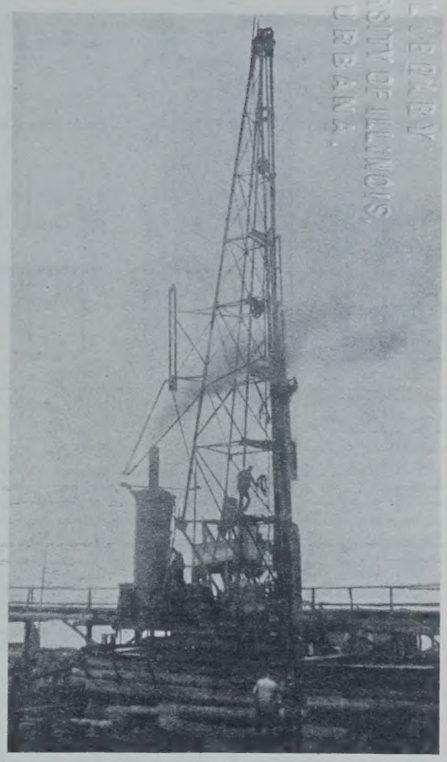


Abb. 7. Westoderbrücke. Ramme am östlichen Widerlager.

Die einzelnen Joche der Widerlager werden, wie bereits erwähnt, durch einen hölzernen Pfahlrost getragen. Die senkrechten Pfähle sind 15 bis 17 m, die Schrägpfähle 18 m lang. Sie reichen etwa 9 m in den Sand hinein. Unter jedem Joch der Widerlager der Westoderbrücke sind 72 bezw. 83 Pfähle von 38 bis 40 cm Durchm. eingerammt.

In die Widerlager sind eiserne Bremsböcke zur Überleitung der erheblichen wagerechten Kräfte aus den eisernen Überbauten eingebaut. Die Bremsböcke ihrerseits sind durch kräftige Anker mit einer im Damm liegenden Ankerplatte verbunden.

Bauausführung: Zum Einrammen der Pfähle war zunächst eine Ramme mit Freifallbär von 1600 kg Gewicht tätig. Die Fallhöhe betrug 2 m. Die Pfähle wurden nur so lange geschlagen, bis die Eindringtiefe

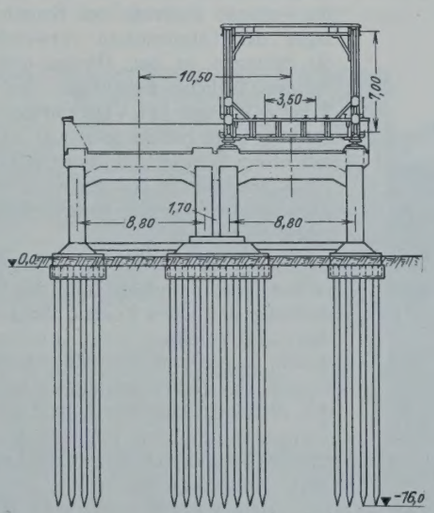


Abb. 5. Östliches Widerlager der Ostoderbrücke.

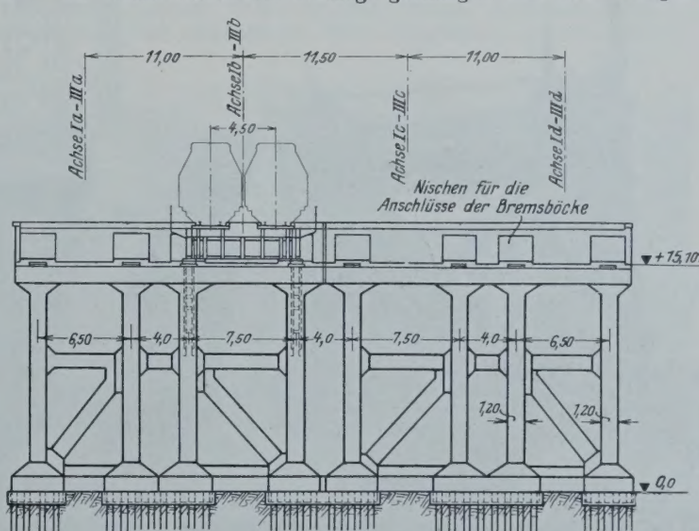


Abb. 6. Östliches Widerlager der Westoderbrücke.

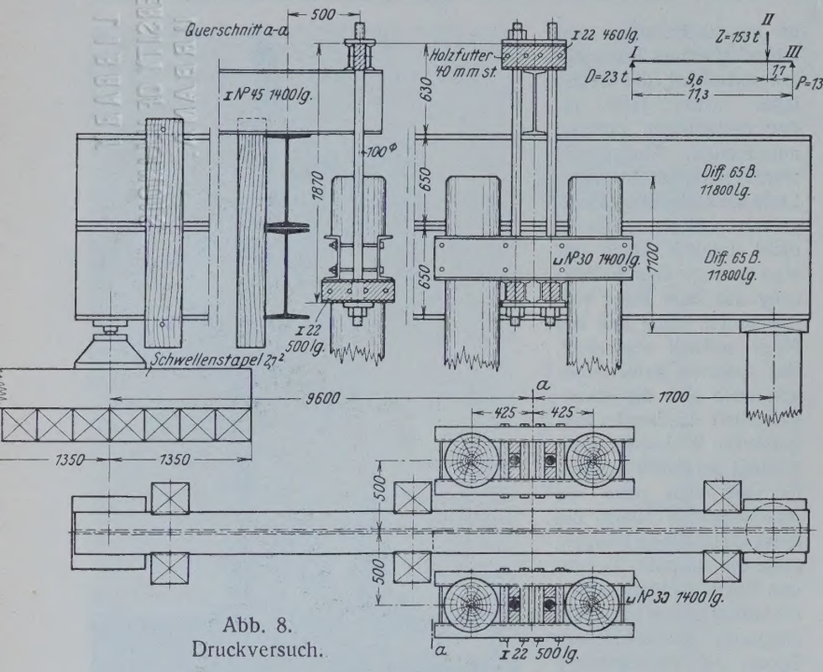


Abb. 8.
Druckversuch.

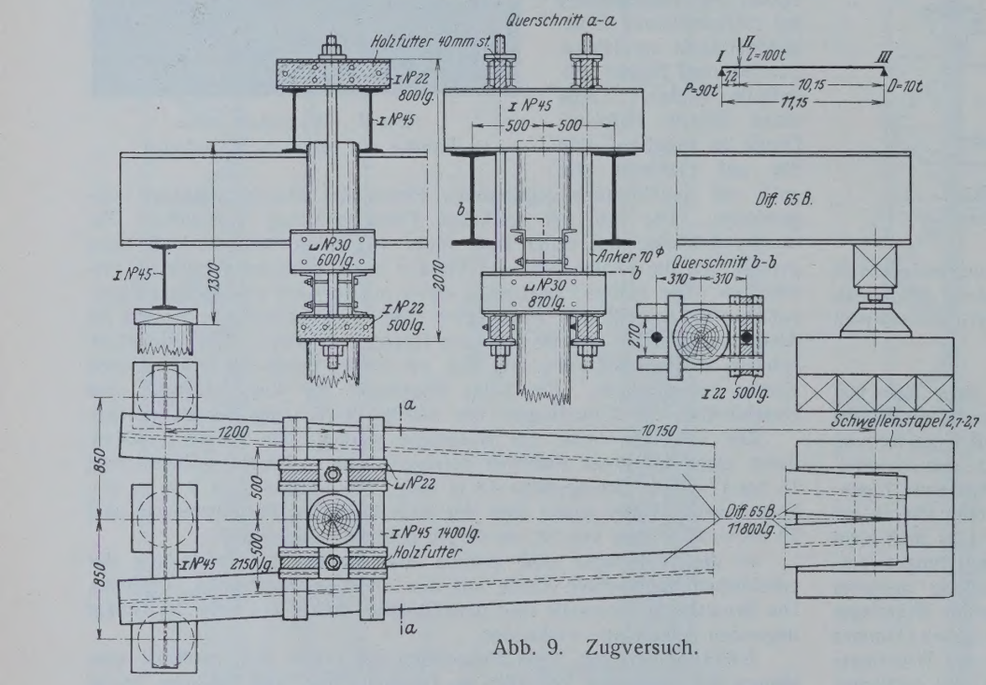


Abb. 9. Zugversuch.

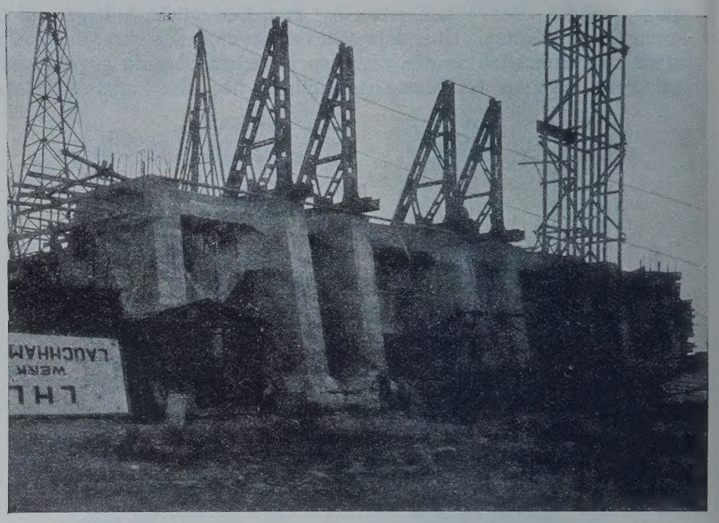


Abb. 11. Westoderbrücke.
Westliches Widerlager während der Bauausführung.
Aufstellung der Bremsböcke. (Vom Lande aus gesehen.)

in der letzten Hitze von zehn Schlägen nicht mehr als 6 bis 8 cm betrug; also 6 mm für einen Schlag. Die wasserführenden Sandschichten saugten den eingeschlagenen Pfahl so stark an, daß es nach Arbeitsunterbrechungen von kurzer Dauer erst nach 20 bis 30 Schlägen möglich war, den Pfahl wieder in Bewegung zu setzen. Bei dem Vorhandensein derartiger Sande empfiehlt es sich daher, von vornherein mit

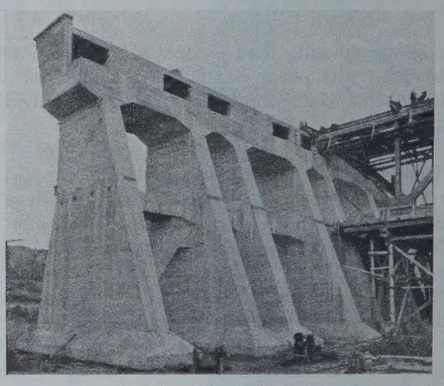


Abb. 12. Westoderbrücke.
Westliches Widerlager nach der Ausschalung.
(Vom Wasser aus gesehen.)

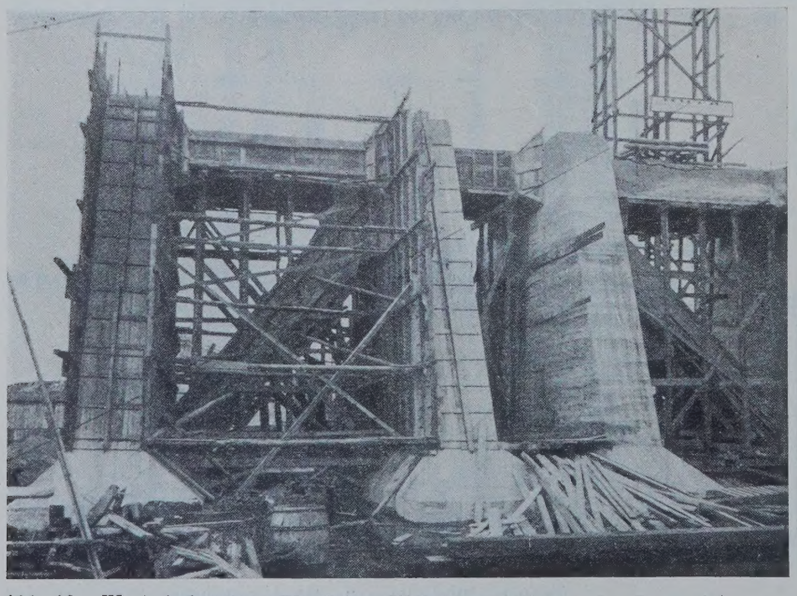


Abb. 10. Westoderbrücke. Westliches Widerlager während der Bauausführung.
(Vom Lande aus gesehen.)

einer unmittelbar wirkenden Dampframme zu arbeiten, wie sie im weiteren Verlaufe der Bauarbeiten für die anderen Widerlager der Oderbrücken verwendet worden ist. Bei 40 bis 50 Schlägen in der Minute und einer Fallhöhe von 1,5 m wurden tägliche Leistungen von 12 bis 14 Pfählen gegenüber 6 bis 8 Pfählen bei Verwendung einer Ramme mit Freifallbär erzielt. Sehr zweckmäßig war auch die Anordnung der Ramme auf einer fahrbaren Brücke (Abb. 7). Jeder der rd. 600 Pfähle eines Widerlagers konnte durch Längs- und Querbewegung der Ramme auf Schienen ohne besondere Umsetzungsarbeiten geschlagen werden.

Bei den schlechten Untergrundverhältnissen erschien es ratsam, eine Probebelastung der Pfähle vorzunehmen. Zur Vermeidung der hohen Kosten, die durch Aufbringung von Schienen usw. zur Einleitung eines Druckversuches notwendig geworden wären, wurde eine besondere Versuchsanordnung, die auf dem Prinzip der Hebelübertragung beruht, getroffen (Abb. 8). Über die Pfahljoche wurden Differdinger Träger gelegt, die durch Traversen mit vier Pfählen des Pfahlrostes in Verbindung gebracht waren (Drehpunkt). Am längeren Ende des Hebels griff, auf einem Klotzlager stehend, eine Wasserdruckpresse an. Der kleinere Hebelarm lag vorn auf dem zu untersuchenden Pfahl auf. Durch Anheben der Träger durch die Wasserdruckpresse wurde der Druck, der an einem Manometer

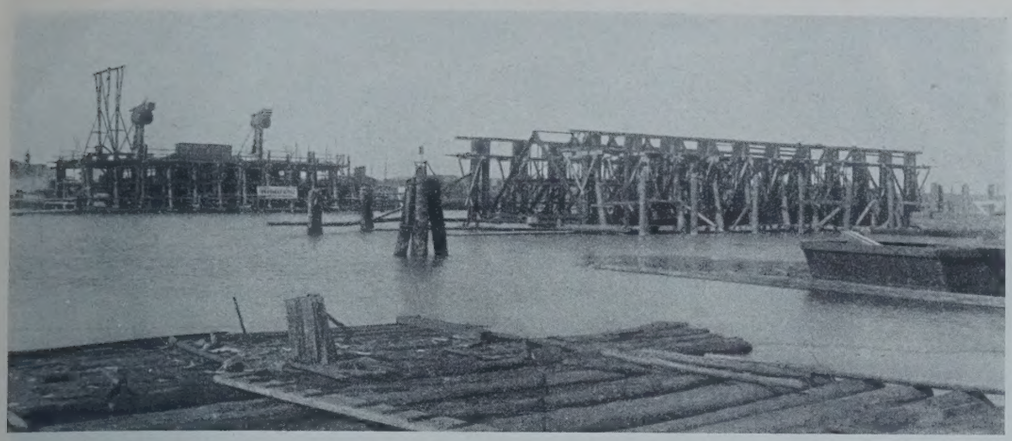


Abb. 14. Westoderbrücke. Blick auf die Baustelle der Strompfeiler von Norden aus.

abgelesen wurde, auf den Pfahl im Verhältnis der beiden Hebelarme übertragen.

Die Anordnung des Zugversuches war ähnlich (Abb. 9).

Das Ergebnis der Versuche zeigte, daß die untersuchten Pfähle eine Belastung von 110 t aushalten konnten, ohne einzusinken. Der Zugversuch ergab, daß bei 110 t Zugbelastung kleine Blasen am Pfahl hochstiegen; ein Zeichen, daß man an der Grenze der Standfestigkeit des

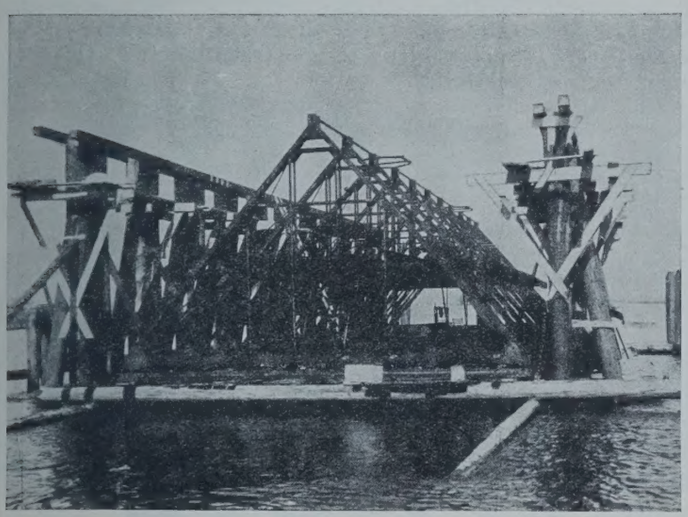


Abb. 13. Westoderbrücke.
Zusammenbau des Senkkastens für einen Strompfeiler.

Pfahles angelangt war. Leider war es nicht möglich, den Versuch mit größeren Belastungen auszuführen, da die Durchbiegung der verwendeten Differdinger Träger D Nr. 65 zu groß wurde. Die beabsichtigte Dauerbelastung der Pfähle unter der großen Last war aus örtlichen Gründen nicht durchführbar. Trotzdem genügten die Ergebnisse für den vorliegenden Fall vollkommen. Es war der Beweis erbracht, daß jeder Pfahl ohne Bedenken die ungünstigste Belastung von 35 bis 40 t aushalten konnte und Senkungen der Widerlager nicht zu erwarten waren.

Abb. 10 u. 11 zeigen die Widerlager der Westoderbrücke im Bau, Abb. 12 das fertiggestellte westliche Widerlager.

Die Rammarbeiten hat das Baugeschäft F. Engelmann, Stettin, die Betonarbeiten die Hoch- und Tiefbau A.-G., „Huta", Stettin, ausgeführt.

Die Strompfeiler der Westoderbrücke.

Während die Widerlager der Westoderbrücke mit Rücksicht auf die Unsicherheit des Baugrundes für den endgültigen Bauzustand ausgeführt werden mußten, konnte diese Notwendigkeit beim Bau der Strompfeiler nicht anerkannt werden. Die Strompfeiler sind daher nur für die Auflagerung von zwei zweigleisigen Brücken ausgebaut worden. Bei späteren Erweiterungen wird es ohne weitere Schwierigkeiten möglich sein, die notwendige Verlängerung vorzunehmen. Der Entwurf ist so ausgestaltet, daß Auflageroberkante auf + 4,30 NN liegt, um die auf dem Pfeiler angeordneten Portalstützen gegen das Anfahren von Schiffen zu schützen. Die Pfeiler haben eine Länge von 33,4 m und eine Fundamentbreite von 9 m. Die größte Bodenbeanspruchung beträgt 3,3 kg/cm².

Bei den großen Wassertiefen, sowie bei den nicht einwandfreien Untergrundverhältnissen kam nur eine Druckluftgründung in Frage. Die spätere Bauausführung zeigte, daß es unbedingt notwendig war, die einzelnen durchfahrenen Schichten sowohl auf Druckfestigkeit wie auch auf das Vorhandensein von humin- und schwefelsauren Salzen zu untersuchen, bevor die eigentliche Gründungssohle festgelegt werden konnte.

Die Gründung wurde von der Firma Beuchelt & Co. in Grünberg i. Schl. mittels Senkkasten, die an Spindeln aufgehängt waren, ausgeführt. Die Eiseneinlagen des Eisenbetonsenkkastens sind nach der Sonderkonstruktion der Firma Beuchelt ausgebildet (Abb. 13).

Um den Bau der Brücke im Laufe eines Jahres durchführen zu können, war es erforderlich, frühzeitig im Jahre 1926 mit den örtlichen Arbeiten zu beginnen und den Bauplan so auszugestalten, daß unmittelbar nach Fertigstellung der Pfeiler mit dem Aufstellen der Portale zur Abstützung des bereits aufgebauten seitlichen Überbaues begonnen werden konnte. Abb. 14 zeigt einen Gesamtblick auf die Baustelle; der linke Strompfeiler wird abgesenkt, für den rechten Strompfeiler ist bereits das feste Gerüst geschlagen und das Eisengerippe für den Senkkasten eingebaut. Abb. 15 zeigt den Pfeiler kurz nach seiner Fertigstellung.

Die Abdeckung des Pfeilers und die Pfeilervorköpfe sind in schlesischem Granit ausgeführt. Die Längsseiten haben Klinkerverblendung erhalten.

Aufstellung der eisernen Überbauten der Westoderbrücke.

Das Eisenwerk der Westoderbrücke mußte so aufgestellt werden, daß eine Behinderung der an der Baustelle sehr regen Schiffahrt nicht eintrat. Während die seitlichen Überbauten auf festen Gerüsten zusammengesetzt werden konnten, mußte der Mittelüberbau an anderer Stelle zusammengebaut und eingeschoben bezw. eingefahren werden. Für die

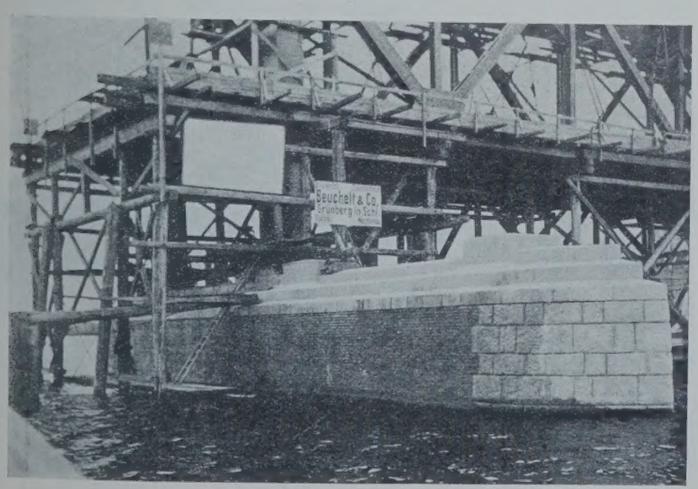


Abb. 15. Westoderbrücke. Westlicher Strompfeiler.

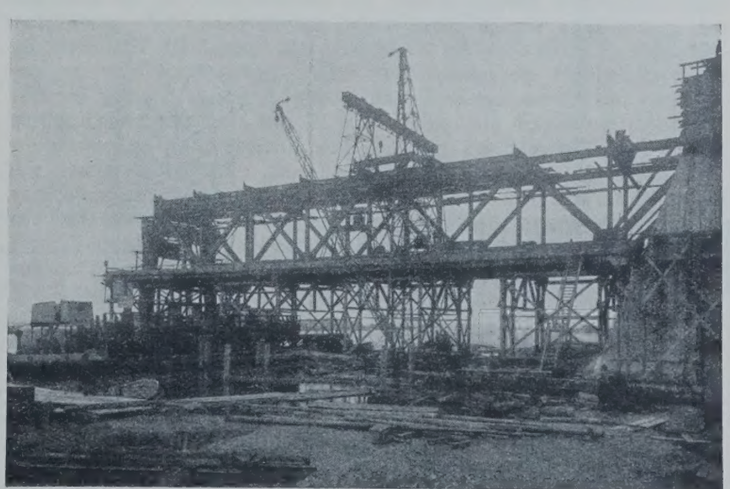


Abb. 16. Westoderbrücke. Aufstellung des westlichen Überbaues.

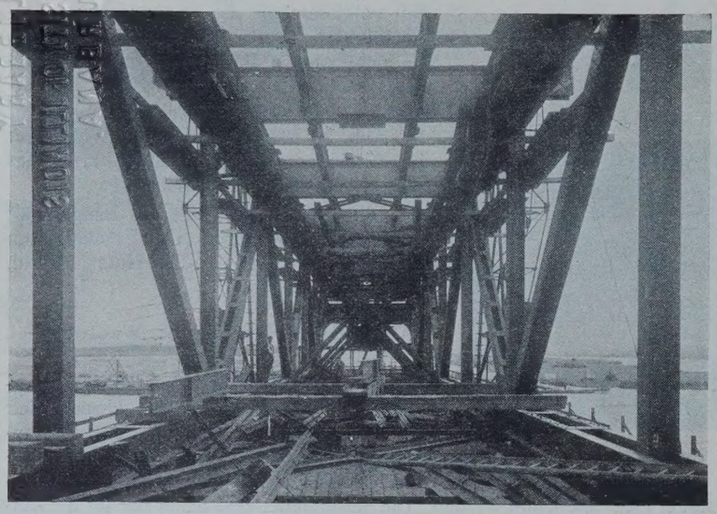


Abb. 17. Westoderbrücke. Durchblick durch den westlichen Überbau. (Vom Lande aus gesehen.)

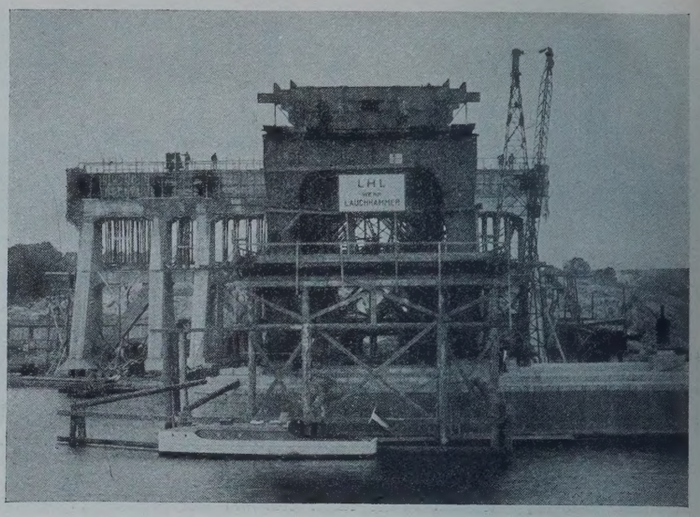


Abb. 18. Westoderbrücke. Westliches Portal mit Auflagerung des westlichen Überbaues. (Vom Wasser aus gesehen.)

Aufstellung des Eisenwerkes ist die Art der Heranschaffung der Eisenteile zur Baustelle besonders bemerkenswert. Da die an die Brücke anschließenden Dämme noch nicht geschüttet waren und besondere Landwege über das Moorgelände bis in die Nähe der Baustelle nicht vorhanden waren, war die Baustelle nur auf dem Wasserwege erreichbar. Ein Umschlag der Eisenteile von Eisenbahnwagen auf Kähne schien daher zunächst unvermeidlich. Durch die Bereitstellung eines geeigneten Fährschiffes war es jedoch möglich, die im Werk auf Eisenbahnwagen geladenen fertigen Bauteile ohne Umladung bis an die Baustelle heranzubringen. Die Eisenteile wurden mittels eines Schwenkmastes vom Eisenbahnwagen unmittelbar auf die Rüstung gehoben. Abb. 16 zeigt die Aufstellung der seitlichen Überbauten. Abb. 17 u. 18 zeigen einen Durchblick durch den fertig zusammengebauten Überbau und die Ansicht von der Wasserseite. Die Öffnung in dem über dem Portal liegenden Querträger dient zur Durchführung des bereits erwähnten Bremsstabes.

Aus besonderen Gründen war die Lieferung und die Aufstellung der eisernen Überbauten nicht an eine Unternehmung vergeben. Während die Lieferung des Mittelüberbaues, sowie die Aufstellung der gesamten Brücke den Mitteldeutschen Stahlwerke A.-G., Werk Lauchhammer, übertragen war, wurden die seitlichen Überbauten von der Firma Beuchelt & Co., Grünberg, bezw. Hein, Lehmann & Co., Düsseldorf, geliefert. Diese Verteilung der Arbeiten brachte es mit sich, von den Lieferwerken der einzelnen Überbauten die vollständige Auslegung der Hauptträger im Werk zu verlangen. Abb. 19 zeigt den auf der Zulage im Werk Lauchhammer liegenden Hauptträger des Mittelüberbaues der Westoderbrücke.

Dieser Überbau konnte, wie bereits erwähnt, nicht in endgültiger Lage aufgestellt werden. Er wurde auf dem westlichen seitlichen Überbau zusammengebaut und unter Sperrung der Schiffahrt an einem Sonntage über den Strom geschoben. Im einzelnen waren für die Durchführung dieses Vorhabens folgende Einrichtungen erforderlich:

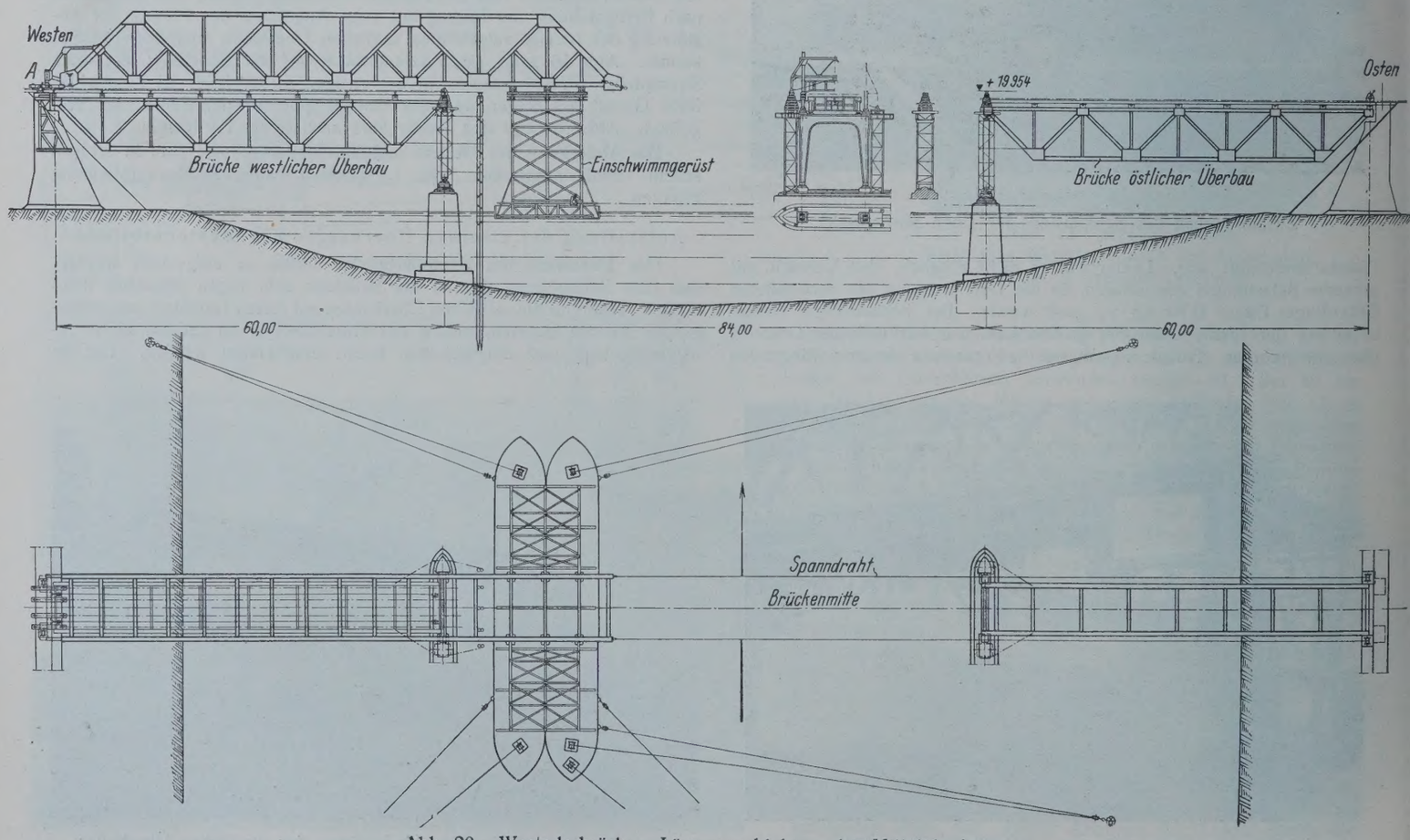


Abb. 20. Westoderbrücke. Längsverschiebung des Mittelüberbaues.

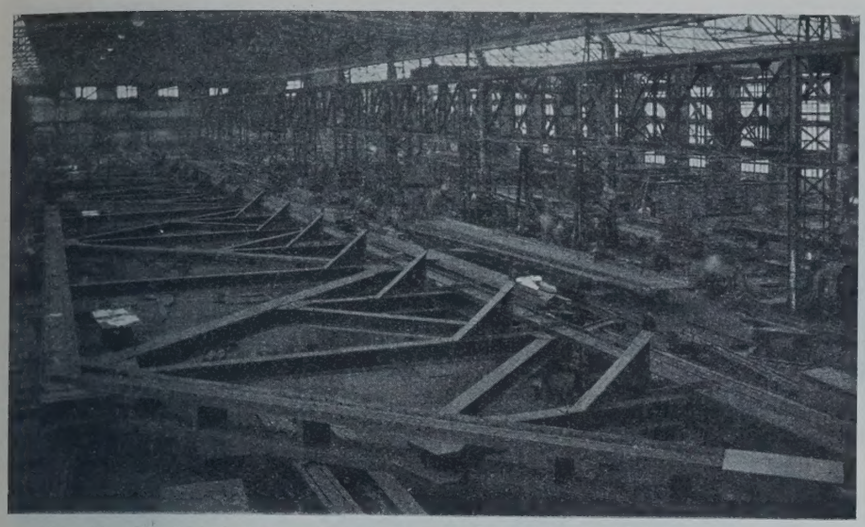


Abb. 19. Westoderbrücke. Hauptträger des Mittelüberbaues in der Werkstatt.

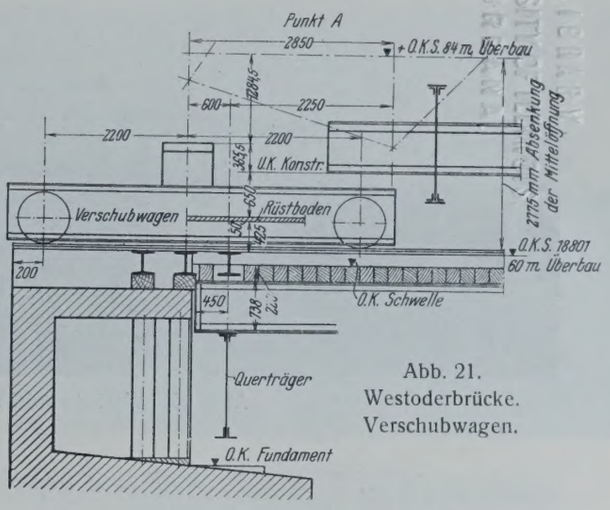


Abb. 21. Westoderbrücke. Verschubwagen.

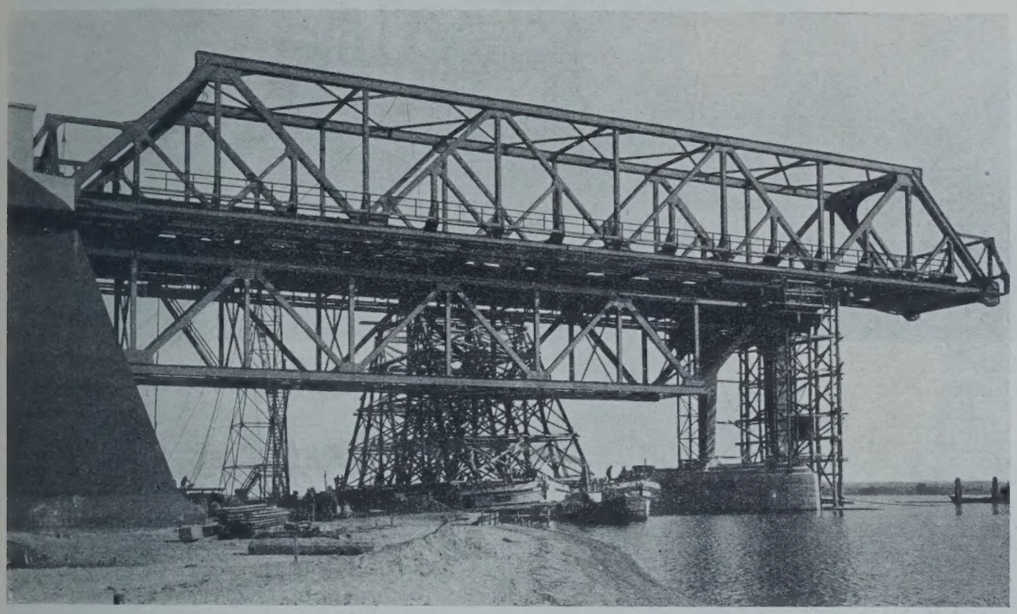


Abb. 22. Westoderbrücke. Mittelüberbau vor dem Einschieben.

1. ein auf zwei Prahmen zusammengebautes Einschwimmgerüst,
2. zwei Verschiebewagen für den über den seitlichen Überbau zu rollenden Teil des Mittelüberbaues,
3. Kragteile an beiden Enden des Mittelüberbaues zur Abstützung auf die Verschiebewagen,
4. seitlich an den Mittelüberbau angebrachte Stützknaggen für die Absenkung des Überbaues nach dem Einschwimmen und
5. Abstützgerüste auf den Strompfeilern für die Absenkung.

Die Einrichtungen sind aus Abb. 20 ersichtlich.

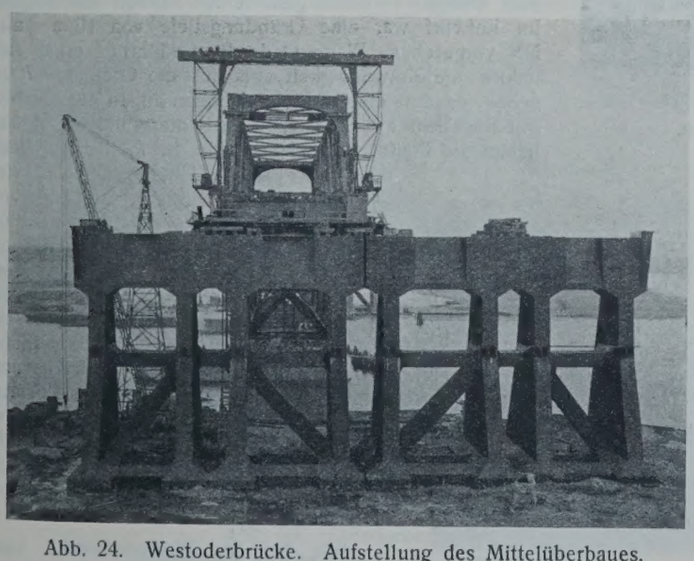


Abb. 24. Westoderbrücke. Aufstellung des Mittelüberbaues. (Von Westen gesehen.)

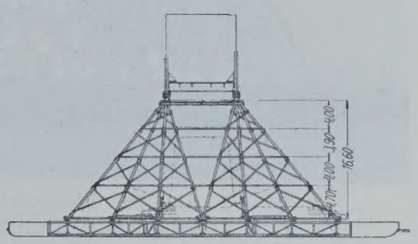


Abb. 23. Westoderbrücke. Verschiebegerüst auf den Oderkähnen.

Der Rollwagen, der eine Last von 100 t zu tragen hatte, ist in Abb. 21 dargestellt. Nach Fertigstellung des Zusammenbaues des Eisenwerks wurden die zur Unterstützung des in die Schiffahrtöffnung hineinragenden Teiles des mittleren Überbaues dienenden Holzgerüste entfernt (Abb. 22). Die Laufschienen auf dem seitlichen Überbau wurden verlegt, und der Mittelüberbau wurde auf die Verschiebewagen abgesetzt. Inzwischen waren zwei große Oderkähne ausgezimmert und das Verschiebegerüst (Abb. 23) aufgebaut. Die Oderkähne wurden, soweit erforderlich, durch Einpumpen von Wasser belastet und das Gerüst unter den Kragarm des Mittelüberbaues geschoben. Durch Auspumpen des Wasserballastes konnte der Mittelüberbau angehoben werden. Nach Erledigung dieser Arbeiten war alles für das Herüberflößen des Mittelüberbaues vorbereitet. Nach Aufstellung eines ausführlichen Arbeitsplanes konnte am Sonntag, den 20. März 1927 die Brücke über den Strom gebracht werden. Nach Einpumpen von Wasserballast wurde der Überbau auf Hartholzstapel auf eisernen Stützen abgesetzt und mittels Perpetuumwinden in die endgültige Lage gebracht. Abb. 24 u. 25 zeigen die Aufstellung des Eisenwerks für den Mittelüberbau, Abb. 26 zeigt das Einschwimmgerüst vor der Unterbringung unter den Überbau. Aus Abb. 27 sind die Abstützvorrichtungen auf den Pfeilern zu ersehen. Abb. 28 bringt ein Bild über die Lage der Schienen nach dem Herüberrollen des eisernen Überbaues. Trotz Verwendung des schwersten Kranschienenprofils sind die Schienen auf den Holzunterlagen durchgebogen. Der auf jedes Laufrad entfallende Druck betrug 50 t. Abb. 29 zeigt das Gesamtbild der Brücke nach Einschüttung der Widerlager. Die Brücke ist in St 48 ausgeführt. Der Mittelüberbau einschl. Auflager hat ein Gewicht von 710 t, die beiden seitlichen Überbauten einschl. der Portalstützen haben ein Gewicht von 900 t. Die Portalstützen wiegen je 48 t.

Die Widerlager der Ostoderbrücke.

Die geringere Höhe (+ 10,4 NN) der Schienenoberkante an der Ostoderbrücke ließ eine bedeutende Vereinfachung der Widerlager zu. Die Widerlager sind gleichsfalls in einzelne Stützjoche aufgelöst, die miteinander durch Kammermauerwerk und Auflagerplatten verbunden sind.

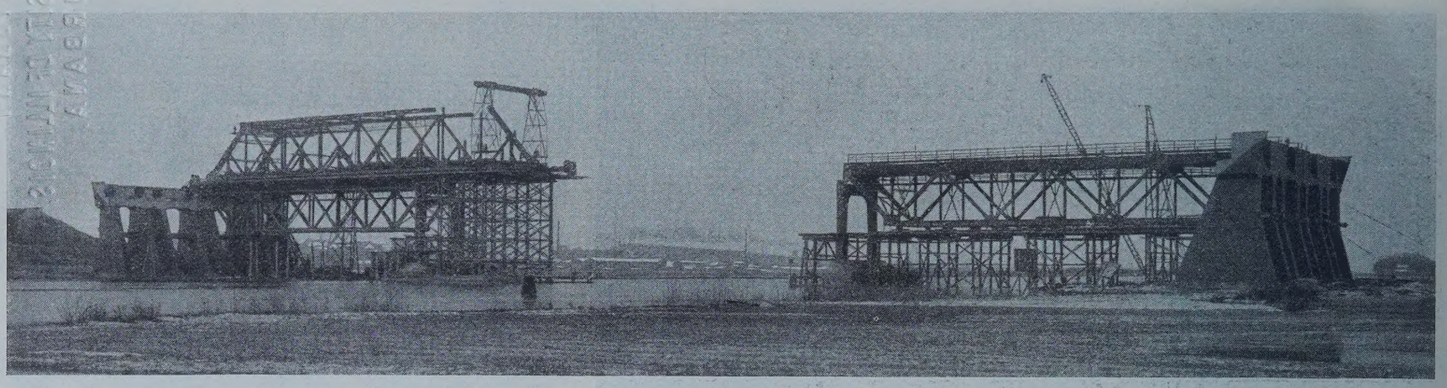


Abb. 25. Westoderbrücke. Aufstellung des Mittelüberbaues (von Süden gesehen).

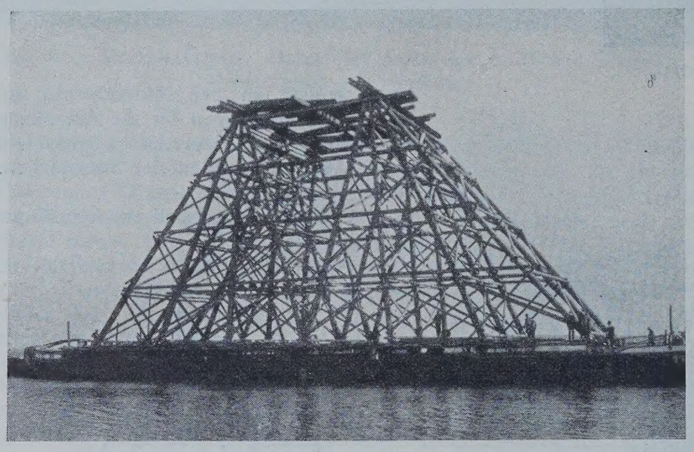


Abb. 26. Westoderbrücke.
Einschwimm- (Verschiebe-)Gerüst.

Abb. 28. Westoderbrücke.
Mittelüberbau während des Verschiebens. (Von Westen gesehen.)

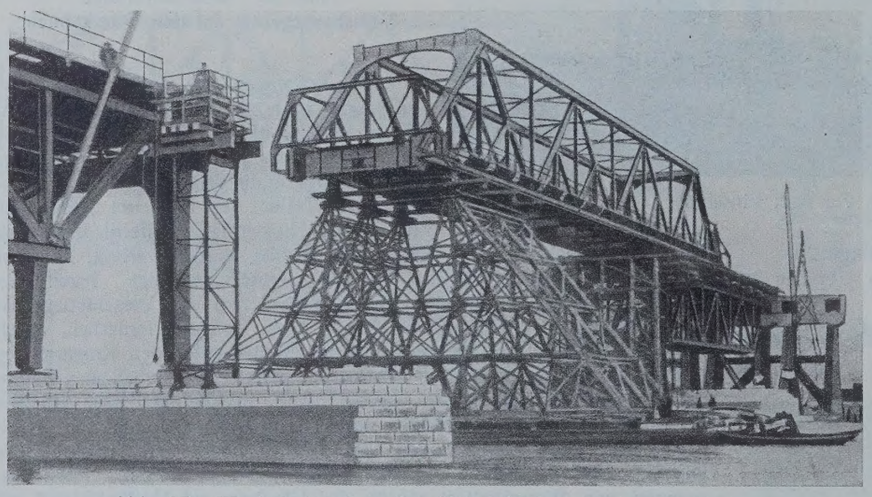


Abb. 27. Westoderbrücke. Der Mittelüberbau wird vorgeschoben.
(Von Osten gesehen.)

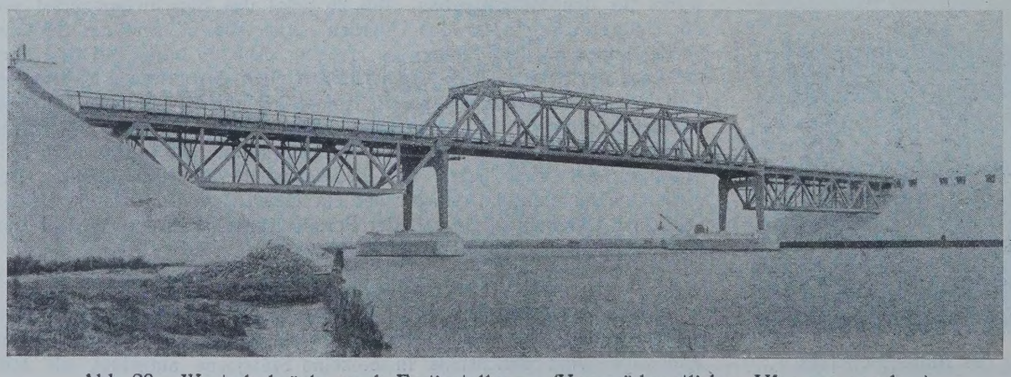


Abb. 29. Westoderbrücke nach Fertigstellung. (Vom südwestlichen Ufer aus gesehen).

Trotz der geringeren Höhe sind auch hier durch die gewählte Anordnung bedeutende Ersparnisse erzielt worden (Abb. 30). Da das feste Auflager der gesamten Brücke auf dem östlichen Widerlager liegt, sind zur Übertragung der nicht unerheblichen Bremskräfte Bremsböcke in die Widerlager eingebaut (Abb. 31), die nach rückwärts durch Anker mit einer auf Pfählen ruhenden Ankerplatte verbunden sind. Auch hier ist das ganze Widerlager in den Damm eingebaut. Die Rammarbeiten hat hier das Baugeschäft Hermann Schmidt, Stettin, die Betonarbeiten die Hoch- und Tiefbau A.-G. „Huta", Stettin, ausgeführt.

Die Strompfeiler der Ostoderbrücke.

An den Gründungsstellen der Strompfeiler beträgt die Wassertiefe 8 m. Der Untergrund besteht aus mehr oder weniger verunreinigten feinen Sanden und Kiesen. Im Entwurf war eine Gründungstiefe von 16 m unter NN vorgesehen. Während der Bauausführung ergab sich jedoch die Notwendigkeit, bis auf die Ordinate 17 zu gehen, da dort einwandfreierer Boden angetroffen wurde. Mit Rücksicht auf die schlechten Untergrundverhältnisse haben die Pfeiler, die ebenso wie die Pfeiler der Westoderbrücke für die Überführung von vier Gleisen ausgebaut wurden, eine Länge von 31,4 m und eine Breite von 10 m erhalten. Oberkante der Auflagerquader wurde auf + 7,13 m über NN festgesetzt. Die Vorköpfe haben eine Verblendung aus Granit erhalten, während der Pfeilerschaft in Vorsatzbeton ausgeführt ist. In Wasserhöhe ist ein Granitband um den Pfeiler herumgeführt, um Beschädigungen des Vorsatzbetons durch Wasserfahrzeuge zu verhindern (Abb. 32). Die starke Abdeckplatte ist in Eisenbeton ausgeführt, die senkrechten Ansichtsflächen der Platte sind breit scharriert.

Wie bei der Westoderbrücke kam auch hier nur eine Druckluftgründung

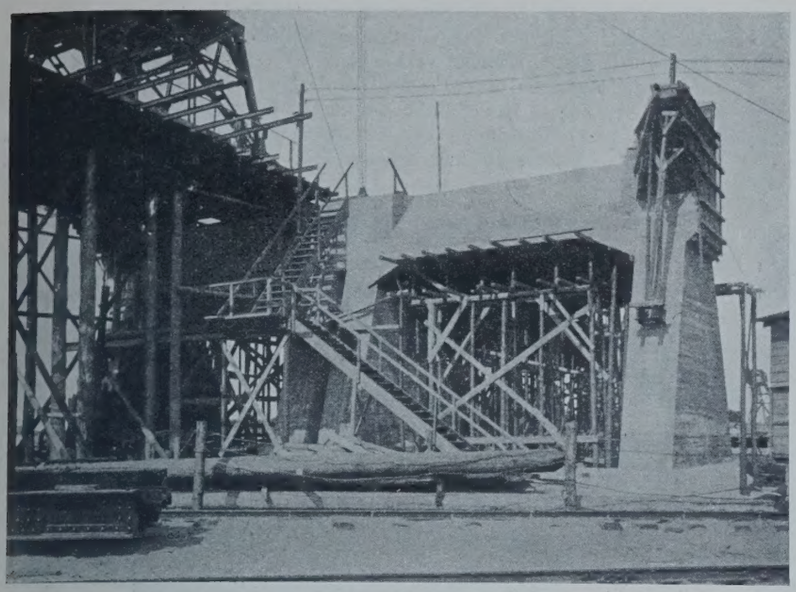


Abb. 30. Ostoderbrücke. Westliches Widerlager.

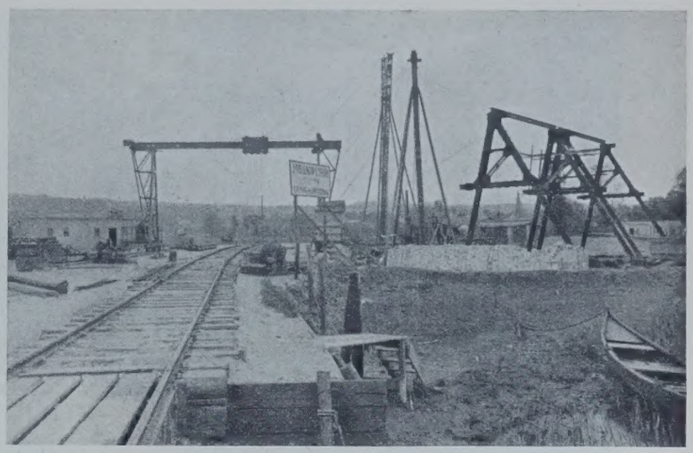


Abb. 31. Ostoderbrücke.
Aufstellung der Bremsböcke im östlichen Widerlager.
Portalkran über dem Baugleise.

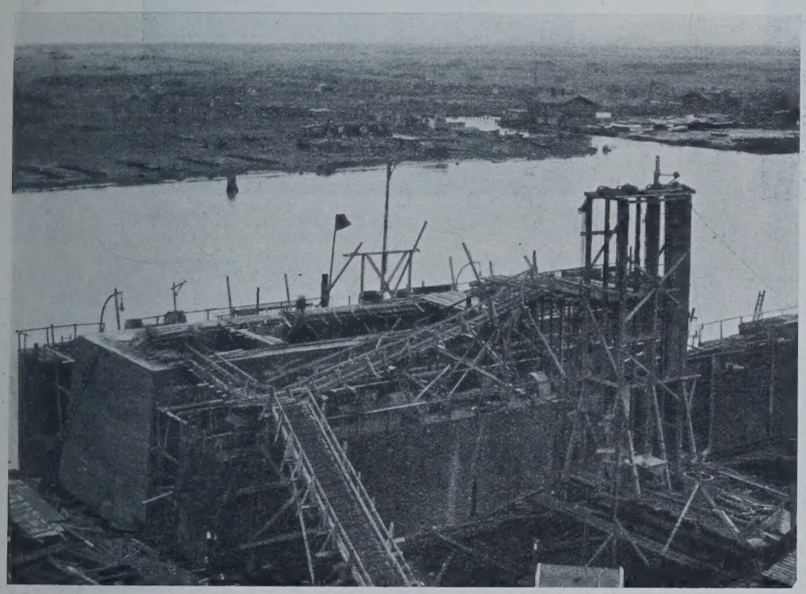


Abb. 33. Ostoderbrücke. Senkkasten eines Strompfeilers im Dock des „Vulcan".

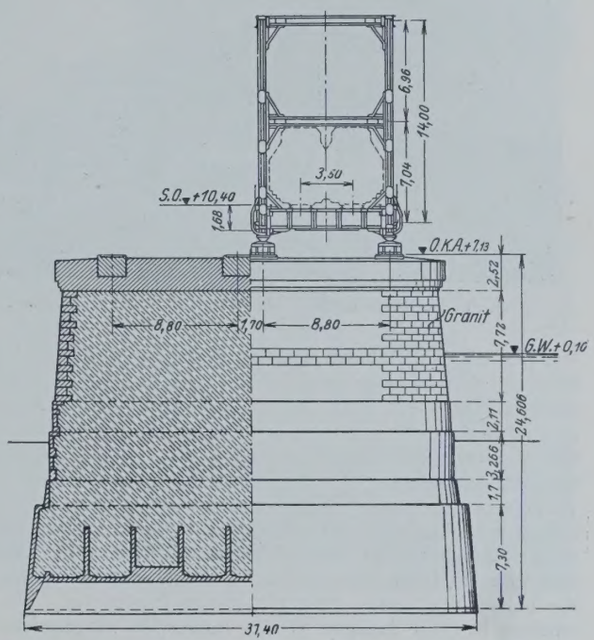


Abb. 32. Ostoderbrücke.
Strompfeiler mit Querschnitt des Mittelüberbaues.

mittels Senkkasten in Frage. Um im Jahre 1926 die eisernen Überbauten erstellen zu können, war es notwendig, den Winter 1925/26 für den Bau der Pfeiler zur Hilfe zu nehmen. Die Freihaltung des Stromes von Gerüsten während des Winters machte es jedoch erforderlich, die Herstellung der Senkkasten auf einem Helling oder in einem Dock vorzusehen. Die ausführende Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G. schlug vor, die Senkkasten auf einem Dock der Stettiner Schiffswerft Vulcan herzustellen.

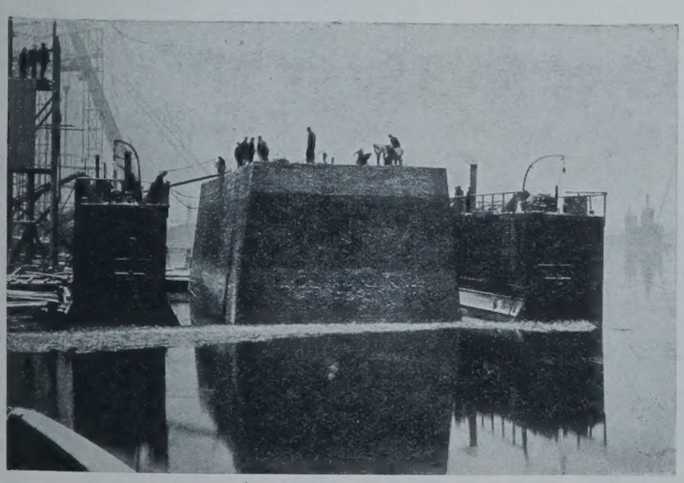


Abb. 34. Ostoderbrücke.
Senkkasten im Dock nach der Ausschalung.

Abb. 35. Ostoderbrücke.
Abschwimmen des Senkkastens nach der Baustelle.

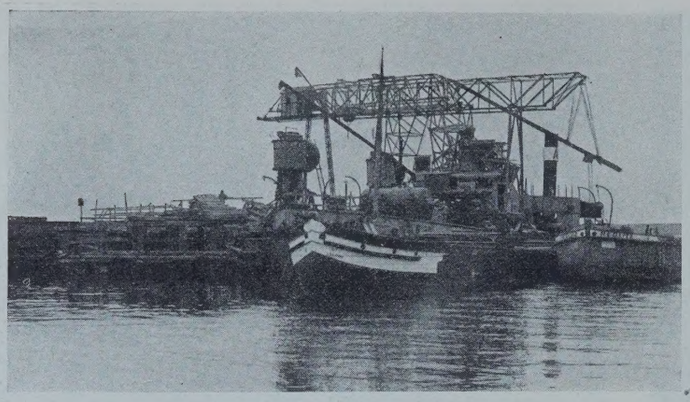


Abb. 36. Ostoderbrücke.
Einrichtung der Baustelle am östlichen Strompfeiler.

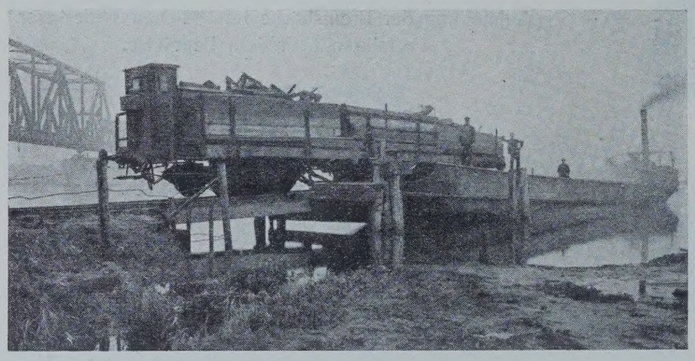


Abb. 38. Ostoderbrücke. Fährschiff an der Landebrücke.

Ausschalung, Abb. 35 das Abschwimmen des Senkkastens nach Absenken des Docks. Für die Herstellung des Senkkastens wurde hochwertiger Zement Dyckerhoff-Doppel verwendet.

Nach Aufhören des Eisgangs auf den Oderströmen wurden die beiden Senkkasten in die Nähe der Baustelle geschleppt und dort verankert. Nach Einrichtung der Baustelle an der Ostoder wurden die Leitgerüste geschlagen und zunächst der westliche Senkkasten in die

Abb. 37. Ostoderbrücke. Östlicher Strompfeiler.

Die an den Gründungsstellen der Strompfeiler vorhandene Wassertiefe von 8 m bedingte sehr hohe Senkkasten, die so ausgebildet werden mußten, daß sie durch die an einzelnen Stellen nur 5 m tiefen Oderströme durchgeschleppt werden konnten. Es gelang auch, den Schwimmkörper mit 5 m Eintauchtiefe zu entwerfen. Anfang Dezember 1925 wurde mit den Arbeiten auf der Schiffswerft Vulcan begonnen, und bereits am 10. Februar 1926 konnte der zweite der etwa 1000 t schweren Schwimmkörper vom Dock zu Wasser gelassen werden. Insgesamt wurden in dieser Zeit annähernd 900 m³ Eisenbeton hergestellt. Abb. 33 zeigt die Baustelle im Dock des Vulcan. Während der Verlegung der Eisen für die beiden Senkkasten herrschte starkes Frostwetter. Die Betonierungsarbeiten konnten dagegen in den inzwischen eingetretenen Tauperioden ausgeführt werden. Abb. 34 zeigt den Senkkasten im Dock nach der richtige Lage gebracht. Abb. 36 zeigt die Einrichtung der Baustelle des östlichen Strompfeilers. Die bauausführende Firma hatte besonders Wert darauf gelegt, die vom Rohmaterial bis zum fertig eingebrachten Beton zurückzulegenden Karrwege auf ein Mindestmaß zu beschränken. Neben dem Pfeilergerüst liegt ein Kompressoren-Werkstattschiff, auf dem eine leistungsfähige Betonmischmaschine aufgestellt ist. Daneben legt sich ein Kieskahn, an dessen Seite das Zementschiff. Die Beförderung der Baustoffe geht vom Kiesschiff auf einer schiefen Ebene über die Betonmischmaschine und von der Betonmischmaschine auf einer schiefen Ebene bis zum Strompfeiler. Von hier aus wird das Gemisch zur Verwendungsstelle verfahren. Außer einem Kran zum Versetzen der Luftschleuse ist ein fahrbares Traggerüst für die schiefe Ebene über dem Pfeiler errichtet. Abb. 37 zeigt den fertigen Strompfeiler.

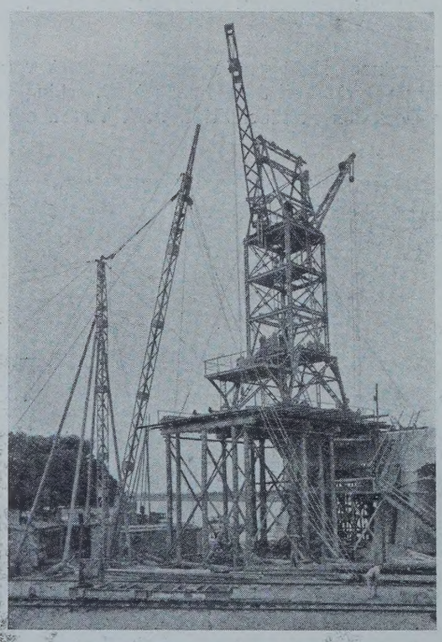


Abb. 39. Ostoderbrücke.
Vorstreckkran vor Beginn der Aufstellung des östlichen Überbaues.

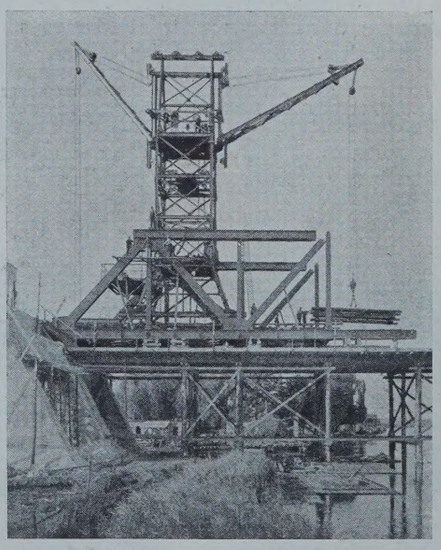


Abb. 40. Ostoderbrücke.
Vorstreckkran bei der Aufstellung des östlichen Überbaues.

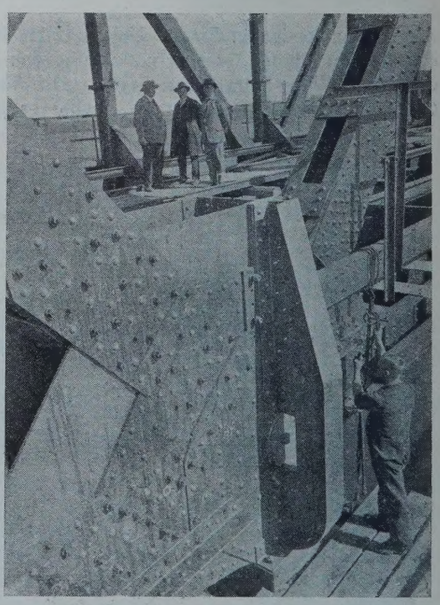


Abb. 42. Ostoderbrücke.
Gelenk über einem Strompfeiler (von außen gesehen).

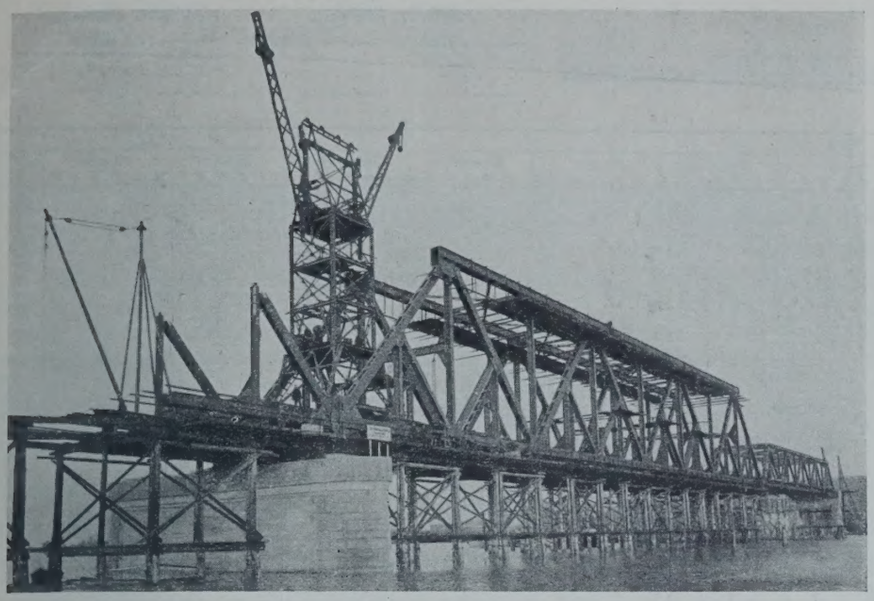


Abb. 41. Ostoderbrücke. Vorstreckkran über dem westlichen Strompfeiler.

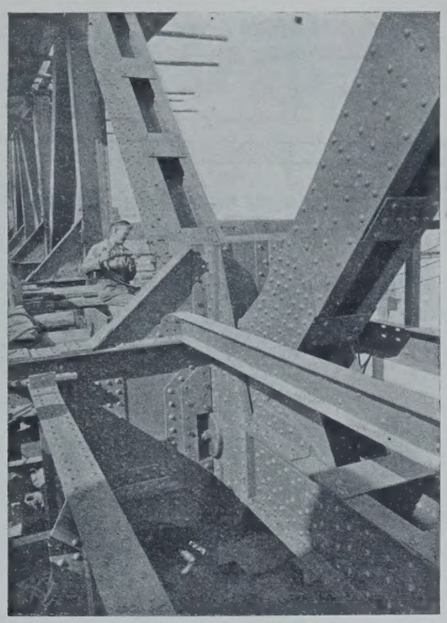


Abb. 43. Ostoderbrücke. Gelenk über einem Strompfeiler (von innen gesehen).

Aufstellung des Eisenwerks der Ostoderbrücke.

Die Aufstellung des Eisenwerks konnte durchgehend auf festen Gerüsten vorgenommen werden. Während der Einrüstung der Mittelöffnung mußte jedoch eine Seitenöffnung zur Durchführung des Schiffahrtverkehrs freigehalten werden. Es wurde daher zunächst die östliche Seitenöffnung eingerüstet und der östliche seitliche Überbau fertig zusammengebaut. Alsdann wurde das Gerüst entfernt und in der westlichen Seitenöffnung wieder verwendet. Gleichzeitig wurde auch die Mittelöffnung vollständig eingerüstet.

Die Heranschaffung der Eisenteile geschah in gleicher Weise wie bei der Westoderbrücke mittels eines Fährschiffes; die Bauteile wurden aber nicht unmittelbar auf die Rüstungen gehoben und dort eingebaut, sondern die auf dem Fährschiff ankommenden Wagen mit Bauteilen wurden über eine für diesen Zweck eingebaute Landungsbrücke auf Land geschoben und dort durch einen Portalkran entladen und gelagert (Abb. 38 u. 39). Auf das moorige Wiesengelände war zuvor eine feste Sandschicht von etwa 1 m Stärke aufgespült worden, die gleichzeitig ais Lagerplatz für die Baustoffe und für die Aufstellung der erforderlichen Baubuden, Maschinenhäuser mit Kompressoren usw. diente. Von dem Lagerplatz wurden die Bauteile mittels eines Schwenkmastes auf ein hinter den Widerlagern errichtetes Podest gebracht und von dort auf Schienen zur Verwendungsstelle gefahren.

Der Zusammenbau wurde nicht wie gewöhnlich durch einen Portalkran, sondern durch einen Vorstreckkran ausgeführt, wie er aus Abb. 40 ersichtlich ist. Es wurde also nicht der gesamte Untergurt auf dem Gerüst vorgestreckt, sondern die einzelnen Gefache nacheinander zusammengebaut. Die hierdurch bedingte stärkere Zusammendrückung der Gerüstteile wurde dadurch ausgeglichen, daß dem System zunächst eine größere Überhöhung

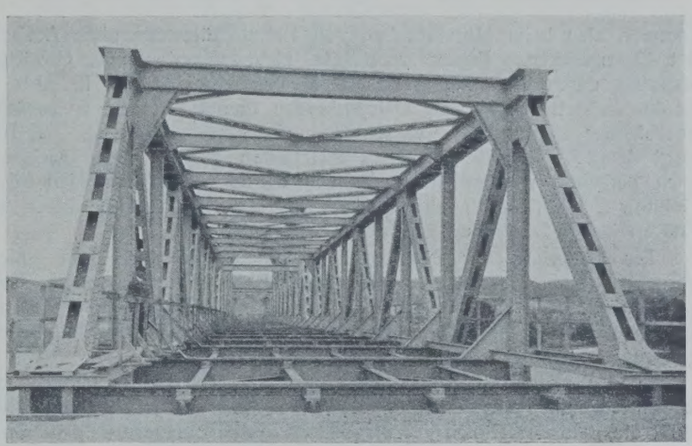


Abb. 44. Ostoderbrücke. Durchblick von Westen aus.

wurde dafür gesorgt, daß die ganze Brücke während der Montage etwas höher lag als sie im endgültigen Zustande liegen mußte. Schwierigkeiten bei Durchführung dieser Montage sind an keiner Stelle aufgetreten. Die Abb. 41 zeigt die Brücke während des Zusammenbaues. Die Gelenkausbildung über den Strompfeilern ergibt sich aus Abb. 42 u. 43. Abb. 44 zeigt einen Durchblick durch die Brücke und Abb. 45 die fertige Brücke.

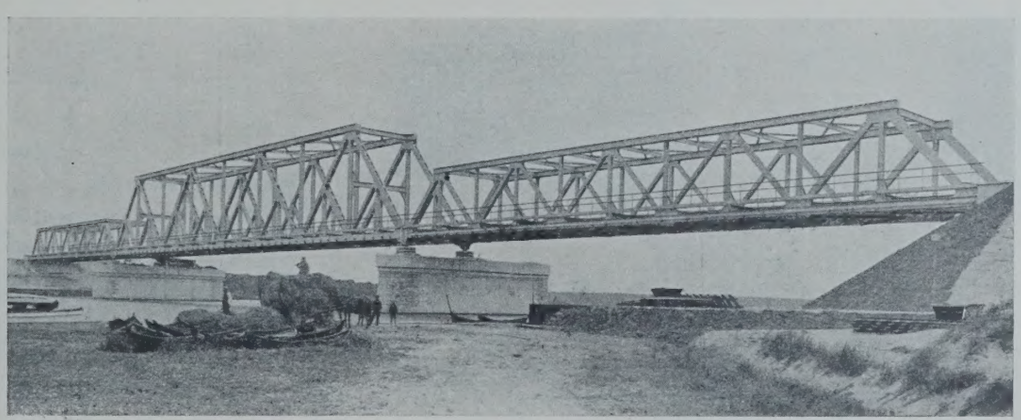


Abb. 45. Ostoderbrücke nach Fertigstellung, von Südosten aus gesehen.

gegeben und nach dem Fortschreiten des Zusammenbaues die Konstruktion durch Absenken mittels Tellerwinden nach und nach in die richtige Lage gebracht wurde. Um ein nachträgliches schwieriges Anheben zu vermeiden — das Gerüst mußte schließlich den gesamten eisernen Überbau tragen —,

Die Brücke ist gleichfalls in St 48 ausgeführt. Der Mittelüberbau hat ein Gewicht von rd. 900 t, die dazugehörigen beweglichen Auflager auf den Strompfeilern wiegen 64 t. Die beiden seitlichen Überbauten von je 62,5 m Stützweite haben zusammen ein Gewicht von 840 t. Auf 1 lfd. m Brücke

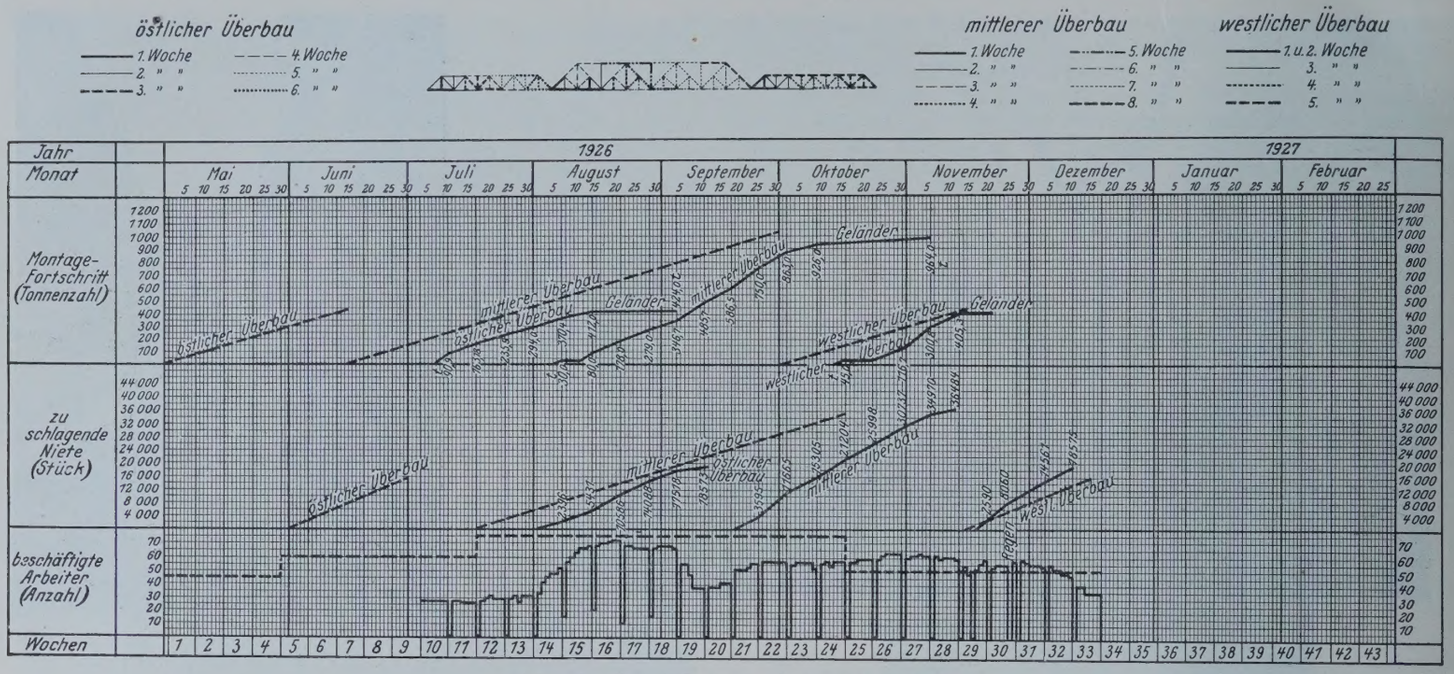


Abb. 46. Ostoderbrücke. Aufstellungsplan.

kommen also beim Mittelüberbau von 100 m Stützweite ohne Auflager 9 t Eisengewicht. Dieses zeigt die nicht unbedeutende Gewichtsersparnis durch Verwendung des St 48 gegenüber St 37. In Abb. 46 ist der Aufstellungsplan der Ostoderbrücke dargestellt, wie er zunächst beabsichtigt war und wie er später durchgeführt worden ist. Das Bild zeigt deutlich, wie die anfangs eingetretenen Verzögerungen nach und nach eingeholt worden sind, und wie es der bauausführenden Firma Gollnow & Sohn, Stettin, gelungen ist, durch geschickte Maßnahmen den Endtermin (15. Dezember 1926) dennoch einzuhalten.

Die Lieferung der eisernen Überbauten war auch hier geteilt vergeben, und zwar lieferten den Mittelüberbau die Vereinigte Stahlwerke A.-G., Abt. Dortmunder Union, und die seitlichen Überbauten das Eisenbauwerk J. Gollnow u. Sohn, Stettin, dem auch die Aufstellung der ganzen Brücke übertragen war.

In der ersten Querspalte der Abbildung ist die Tonnenzahl der täglich zusammengebauten Eisenteile aufgetragen. Die zweite Querspalte stellt die Zahl der täglich geschlagenen Niete dar, die dritte Spalte weist die Zahl der an jedem Arbeitstage auf der Baustelle tätigen Arbeitskräfte nach. Aus dem am Kopfe der Abbildung dargestellten Brückensystem ist der wöchentliche Baufortschritt zu erkennen. Ein solcher Plan bietet nicht allein ein anschauliches Bild über den Fortgang der Arbeiten auf der Baustelle, sondern er dürfte auch darüber hinaus von großer Wichtigkeit bei Nachfragen über den Stand der Arbeiten an einem bestimmten Tage sein. Die Aufstellung eines solchen Planes für jede Brückenbaustelle kann nur empfohlen werden.

Anstrich der Brücken.

Die zur Baustelle abzusendenden Bauteile wurden im Werk mit einem Mennigeanstrich versehen, der auf der Baustelle nach dem Zusammenbau sorgfältig ausgebessert wurde. Die Brücke hat nach Fertigstellung einen nochmaligen Mennigeanstrich erhalten, auf den dann ein Grundanstrich und ein Deckanstrich aufgebracht ist. Als Farbton für den Deckanstrich ist bei der Westoderbrücke grün, an der Ostoderbrücke ultramarinblau gewählt worden.

Beide Brücken passen sich ausgezeichnet in das Stettiner Landschaftsbild ein, und insbesondere durch die Auswahl des Farbtones ist ihre Wirkung durch den Beschauer noch erhöht worden. Der Vergleich dieser Brücken mit den in der Nähe liegenden, in den 70er Jahren erbauten Eisenbahnbrücken läßt deutlich die Fortschritte, die der Brückenbau im Laufe der Zeit gemacht hat, erkennen. Die geringen der Reichsbahn für neuere Bauausführungen zur Verfügung stehenden Mittel ließen bisher die Fertigstellung der die Oderniederung durchziehenden hohen Eisenbahndämme nicht zu. Beide Brücken konnten daher noch nicht dem Betriebe übergeben werden. Auch die erforderlichen Probebelastungen ließen sich noch nicht ausführen.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Befeuerung der Seeschiffahrtstraße Stettin—Swinemünde.

Von Regierungsbaumeister **Westermann**, Berlin.

I. Die Bezeichnung des Seeweges nach Swinemünde.

Die Befeuerung der Oderbank.

Der Seeweg zum Hafen Swinemünde und weiterhin zu Preußens größtem Hafen, Stettin, führt durch die Pommersche Bucht (Abb. 1). Dieser Teil der Ostsee besitzt im allgemeinen Wassertiefen von 12 bis 20 m bei MW, erreicht jedoch auf der Oderbank nur Tiefen von durchschnittlich 8 m, die an einigen Stellen auf 6 m abnehmen. Die Oderbank hat im nördlichen Teil in der Richtung von Osten nach Westen eine Ausdehnung von 18,5 Sm; in gleicher Größe erstreckt sie sich von Norden nach Süden. In dieser Richtung nimmt ihre Breite jedoch etwa auf halber Länge erheblich ab und geht am südlichen Ausläufer allmählich auf 1 Sm und weniger herunter. Ihr Südende ist etwa 12 Sm von Swinemünde, ihr Südwestrand etwa ebenso weit von der Greifswalder Oie und ihr Südostrand 10 bis 15 Sm von der ostpommerschen Küste entfernt.

Mit dem seit Mitte des vorigen Jahrhunderts ständig wachsenden Tiefgang der Schiffe, dem durch Vertiefung und Begradigung der Schiffahrtstraße Stettin—Swinemünde Rechnung getragen wurde, wuchs auch das Bedürfnis nach einer Bezeichnung der damals durch drei Tagestonnen gedeckten Oderbank bei Nebel und Nacht. Die seit den 70er Jahren des vorigen Jahrhunderts von Schiffahrtkreisen vorgebrachten Wünsche wollten die Bank durch ein Feuerschiff an ihrem Südende bezeichnen. Die Ausführung dieses Planes scheiterte an der Unmöglichkeit, die ausgedehnte Untiefe von nur einem Punkte aus zu decken, und an den bei Auslegung mehrerer Feuerschiffe zu hohen Kosten. (Im Jahre 1884 wurden die Baukosten für ein Feuerschiff mit 257 000 Mark und die jährlichen Unterhaltungs- und Betriebskosten mit 30 000 Mark angegeben.)

Gegen Anfang dieses Jahrhunderts wurde ein neuer Plan für die Bezeichnung der Bank von dem damaligen Regierungs- und Baurat Körte gefaßt und eingehend bearbeitet. Dieser Plan sah ein ortsfestes Feuer mit Luft- und Wasser-Nebelsignal am Südende der Bank in etwa 6 bis 7 m Wassertiefe, ein Feuer auf dem Kiesberge westsüdwestlich Dievenow und eine Verstärkung des Feuers Greifswalder Oie vor. Ihm lag also eine nähere Bezeichnung der an der Südspitze der Untiefe sich vereinigenden östlichen und westlichen Seewege nach Swinemünde zugrunde. Auch die Durchführung dieses Entwurfs scheiterte an den zu hohen Kosten. Man begnügte sich vielmehr damit, das Leuchtfeuer Greifswalder Oie durch Einbau einer neuen großen Leuchte wesentlich zu verstärken und die Oderbank selbst durch Leucht- und Leuchtglockentonnen zu bezeichnen.

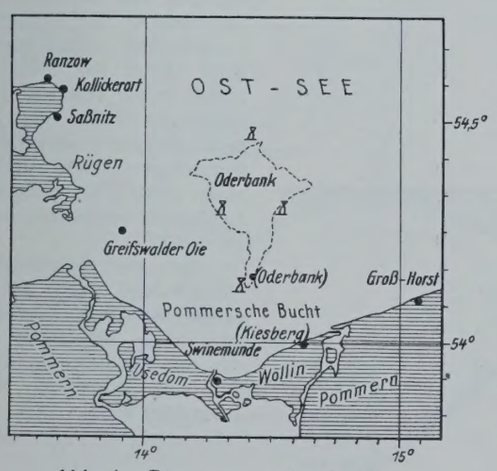


Abb. 1. Die pommersche Bucht.

Der wichtigste Bestandteil dieses Befeuerungsplanes, das geplante ortsfeste Feuer auf der Oderbank, bietet jedoch so viel Bemerkenswertes, daß es angebracht scheint, hier über seine Einzelheiten einiges mitzuteilen.

Die vor näherer Ausarbeitung des Entwurfs vorgenommenen, umfangreichen Vorarbeiten bestanden in der Ausführung von Bohrungen an der Südspitze der Oderbank, in der Einmessung und Peilung dieser Spitze und in der Beobachtung von Wind und Wetter, Strömung und Salzgehalt des Wassers, der Sichtigkeit der

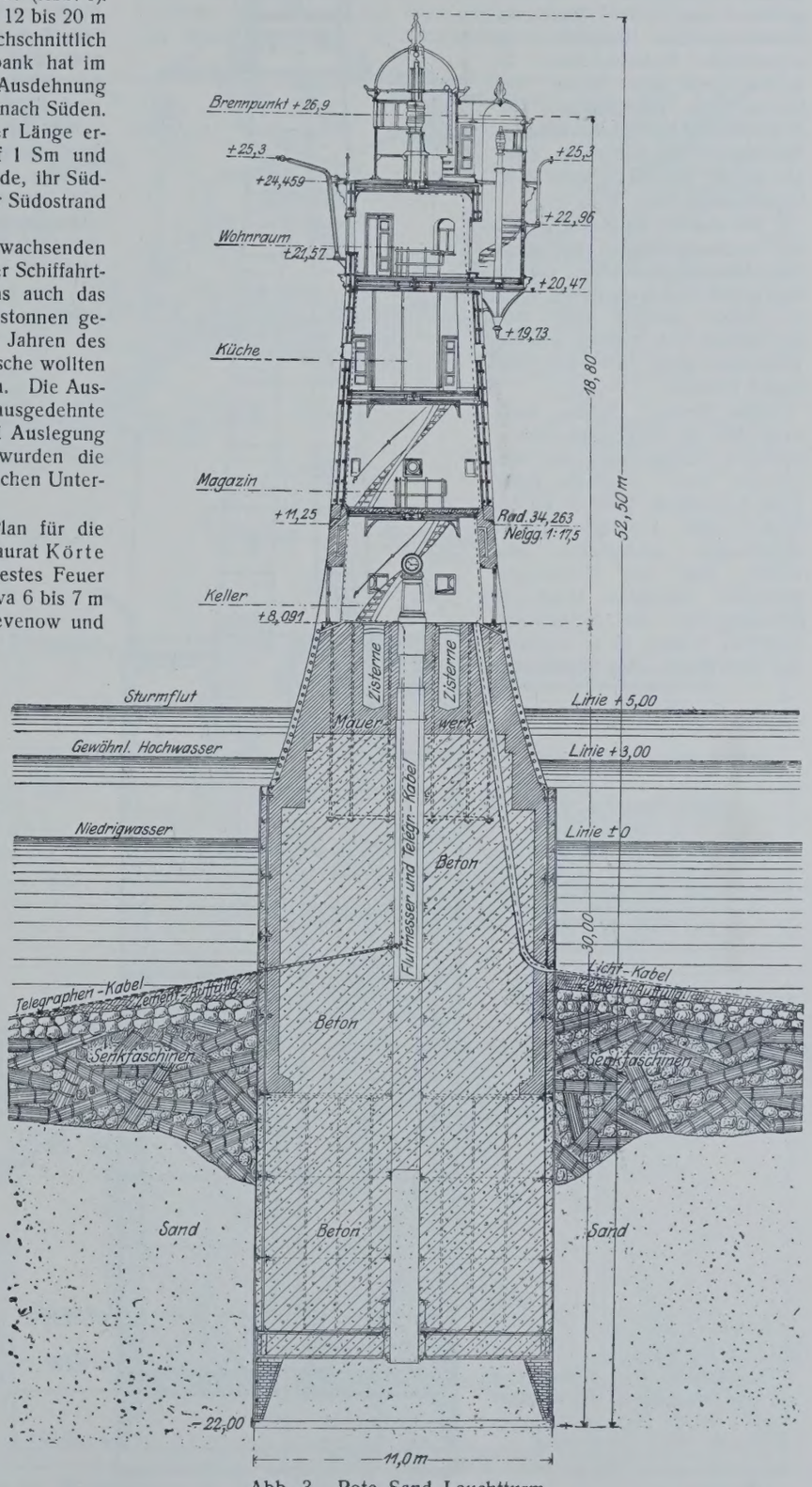


Abb. 3. Rote-Sand-Leuchtturm.

Luft usw. Sie wurden vom Hafenbauamt Swinemünde in den Jahren 1903 und 1904 ausgeführt.

Das Ergebnis der Bohrungen war folgendes: In einer Tiefe von etwa 13 m unter MW, also in der Tiefe des benachbarten Meeresgrundes, befindet sich eine stark mit Muscheln und Schnecken durchsetzte Sandschicht. Über dieser Schicht liegt heller Sand, der lose abgelagert ist, nur Muscheln enthält und die Reste einer uralten Dünenbildung darstellt. Der unter der Muschelschicht anstehende, dunklere, gröbere Sand enthält Muscheln, Steine bis zur Nußgröße und stellenweise Holzstückchen. In diesen Sand sind Nester von blauem Ton eingebettet. Die 38 Bohrlöcher wurden mit wenigen Ausnahmen bis auf 25 m, zwei bis auf 28 und 30 m unter MW heruntergetrieben.

Es wurde festgestellt, daß die Meeresströmungen fast ohne Ausnahme mit dem Winde setzen, ihre größte Geschwindigkeit etwa $^2/_3$ m/sek beträgt und sich der Einfluß des Windes auf die Wasserbewegung bis auf den Grund erstreckt.

Der Entwurf für das Bauwerk (Abb. 2), das unter ähnlichen örtlichen Verhältnissen wie der vor der Weser errichtete Rote-Sand-Leuchtturm (Abb. 3) zu erbauen und ähnlichen Beanspruchungen unterworfen sein würde, sieht als Gründungsverfahren ebenfalls Druckluftgründung vor. Der zylindrische Unterbau besitzt 15 m Durchm. und 35 m Höhe, seine Gründungstiefe beträgt 25 m unter MW, seine Oberkante liegt 10 m über MW. Er trägt einen gußeisernen Turm von 40 m Feuerhöhe.

Die Formgebung des Bauwerks weist erhebliche Unterschiede von der des Rote-Sand-Leuchtturms auf. Der größere Durchmesser des Unterbaues ist durch die größere Feuerhöhe und den in der Ostsee zu erwartenden größeren Eisschub bedingt. Er besitzt kreisrunden Grundriß, da an der Baustelle eine vorherrschende Wasserströmung nicht vorhanden ist. Der beim Rote-Sand-Leuchtturm auf etwa halber Tide liegende Absatz und die dort beginnende geschweifte Form, die auf den Seeangriff ungünstig wirken und eine umfangreiche Sohlenbefestigung nötig machen, sind durch senkrechte Hochführung des Unterbaues vermieden; der dadurch gewonnene Raum wird zur Unterbringung der Maschinen und Vorräte in willkommener Weise nutzbar. Der den eisernen Mantel ausfüllende Beton wird in einer Stärke von 1 m soweit möglich bereits beim Absenken, jedenfalls im Trockenen, zwischen einem äußeren und inneren Blechmantel eingebracht, damit auch nach Durchrosten der äußeren Eisenhaut ein allen Angriffen sicher widerstehender, zuverlässiger Beton vorhanden ist. Soviel der Tiefgang der im Dock herzustellenden und schwimmend an die Baustelle zu befördernden Arbeitskammer es gestattet, wird dieser Betonmantel schon vor der Ausfahrt hochgeführt, um an Arbeit auf der Baustelle möglichst zu sparen und einen schnellen Baufortschritt zu erzielen. Zu dem gleichen Zwecke ist die Druckluftschleuse, im Gegensatze zur üblichen Anordnung, unten auf der Decke der Arbeitskammer angeordnet. Bei fortschreitender Absenkung ist es dann nur nötig, den Einsteigschacht zur Schleuse durch Aufsetzen neuer Rohrschüsse zu verlängern, ohne durch das Umsetzen der Schleuse größeren Zeitverlust zu haben.

Das Leuchtfeuer dieses Turmes auf der Oderbank sollte elektrisch betrieben und die dazu nötigen Maschinen im Unterbau des Turmes untergebracht werden. Die Lichtstärke des Feuers war mit etwa 2000000 HK angenommen. Ein Luftnebelsignalsender auf dem Turm und ein Wassernebelsignalsender, etwa 100 m vom Turm entfernt auf dem Meeresgrunde, waren vorgesehen.

Die Baukosten wurden im Jahre 1905 auf etwa $1^1/_4$ Mill. Mark, die Betriebs- und Unterhaltungskosten auf jährlich 17 500 Mark veranschlagt.

Wie bereits erwähnt, ist der Leuchtturm auf der Südspitze der Oderbank nicht zur Ausführung gekommen, auch der Bau eines lichtstarken Leuchtturmes auf dem Kiesberg ist einstweilen zurückgestellt worden. Die jetzige Bezeichnung der Oderbank durch Leuchttonnen hat der Schiffahrt bisher genügt, wobei mit in Kauf genommen werden muß, daß bei drohender Eisgefahr, wie im Winter 1928/29, die Leuchttonnen eingezogen werden.

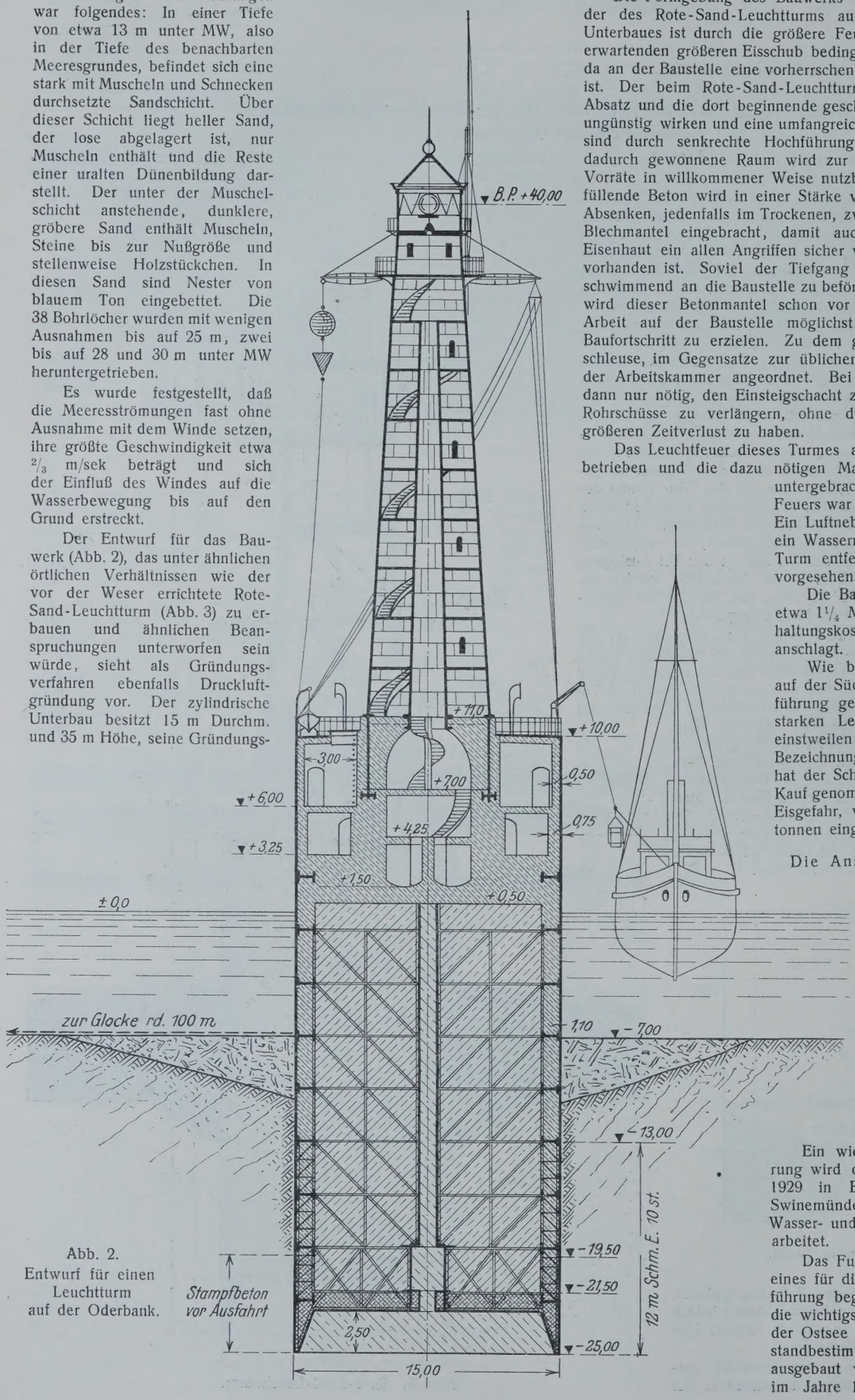


Abb. 2. Entwurf für einen Leuchtturm auf der Oderbank.

Die Ansegelung von Swinemünde.

Zur Erleichterung der Ansegelung der Swinemündung in der Nacht ist die Lichtstärke des Leuchtturmes Swinemünde vor einer Reihe von Jahren durch Einbau einer Petroleumglühlichtanlage an Stelle der früheren, fünfdochtigen Petroleumlampe und neuerdings durch Verwendung einer elektrischen Glühlampe als Lichtquelle erheblich vergrößert worden.

Auf die Einzelheiten des Leuchtturmes soll hier nicht näher eingegangen werden.

Ein wichtiges neues Mittel zur Ansteuerung wird durch das voraussichtlich im Jahre 1929 in Betrieb zu nehmende Funkfeuer Swinemünde geschaffen werden, das mit einer Wasser- und Luftnebelsignalanlage zusammenarbeitet.

Das Funkfeuer Swinemünde ist ein Glied eines für die deutsche Küste der Ostsee in Ausführung begriffenen Bauvorhabens, durch das die wichtigsten Feuerschiffe und Küstenpunkte der Ostsee als Anlagen zur Richtungs- und Abstandbestimmung für die Schiffahrt bei Nebel ausgebaut werden. Es schließt sich an die im Jahre 1928 vollendete, als mustergültig

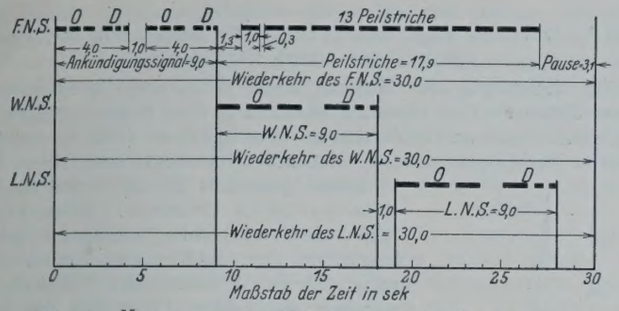
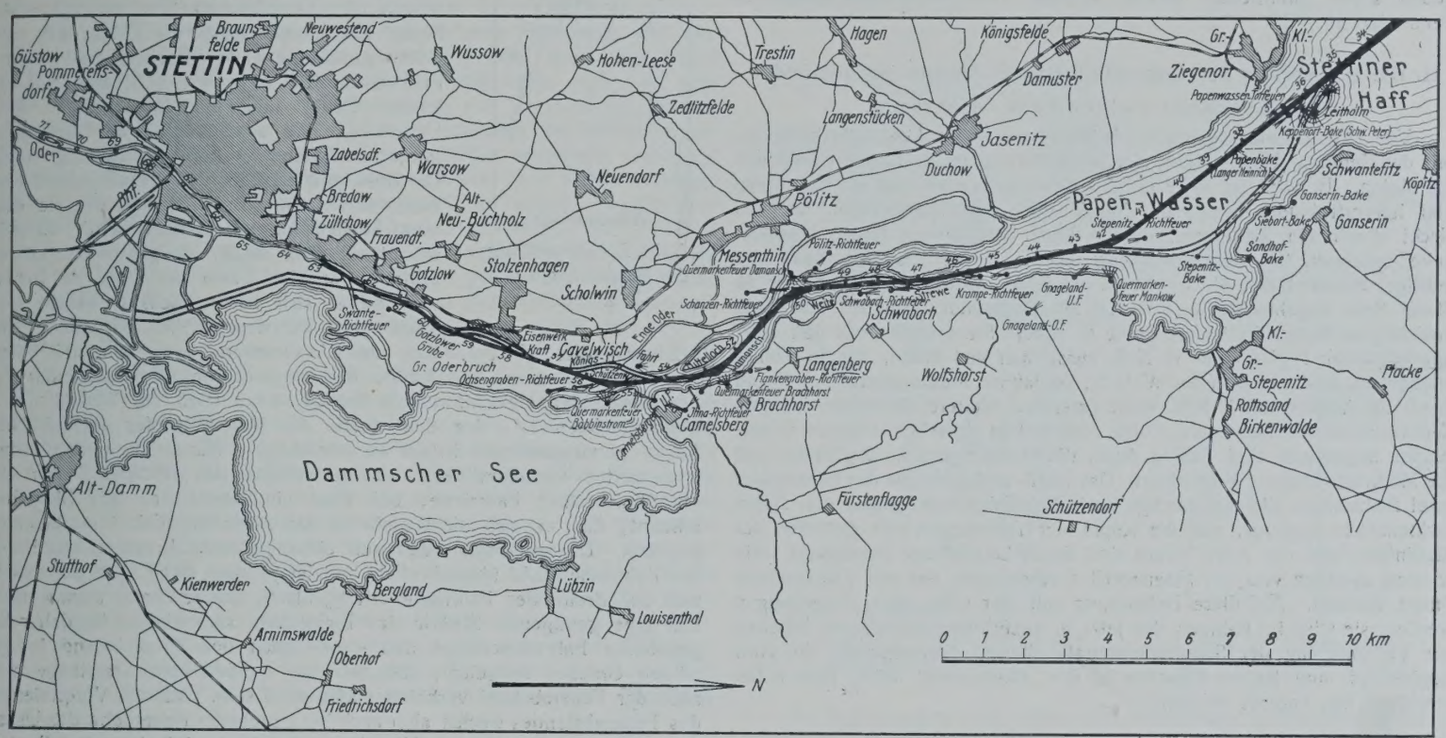


Abb. 4. Kennungen der Nebelsignalstelle Swinemünde.

anerkannte Ausrüstung der deutschen Feuerschiffe der Nordsee mit gleichen Anlagen an.

Das Funkfeuer Swinemünde wird bei Nebel und unsichtigem Wetter und außerdem täglich zu bestimmten Zeiten zu Übungszwecken Funknebelsignale (F. N. S.) aussenden. Diese bestehen aus einem 9 sek dauernden Ankündigungssignal — zweimal die Morsebuchstaben O D — und darauf folgenden 13 Zeichen, den Peilstrichen, zwischen denen je eine Pause von 0,3 sek liegt. Das ganze Signal dauert 26,9 sek und setzt nach einer Pause von 3,1 sek von neuem ein, wird also mit einer Wiederkehr von 30 sek gegeben (Abb. 4). Sieben Signale bilden eine Signalgruppe, die 3,5 min dauert. Darauf folgt eine Pause von 4 min, während deren eines der anderen Funkfeuer auf der gleichen Wellenlänge sendet.

Mit Hilfe eines Bordfunkpeilers ist es einem Schiffe möglich, das Funkfeuer bis auf Bruchteile eines Grades genau einzupeilen und so nach Einpeilung eines zweiten oder dritten Senders seinen Schiffsort zu bestimmen. Außerdem ist es aber einem mit Wasserschallempfängern ausgerüsteten Schiffe möglich, seinen Abstand vom Wasserschallsender mit Hilfe des F. N. S. und Wassernebelsignals (W. N. S.) zu ermitteln. Der Wasserschallsender in Swinemünde besteht aus einem elektrisch



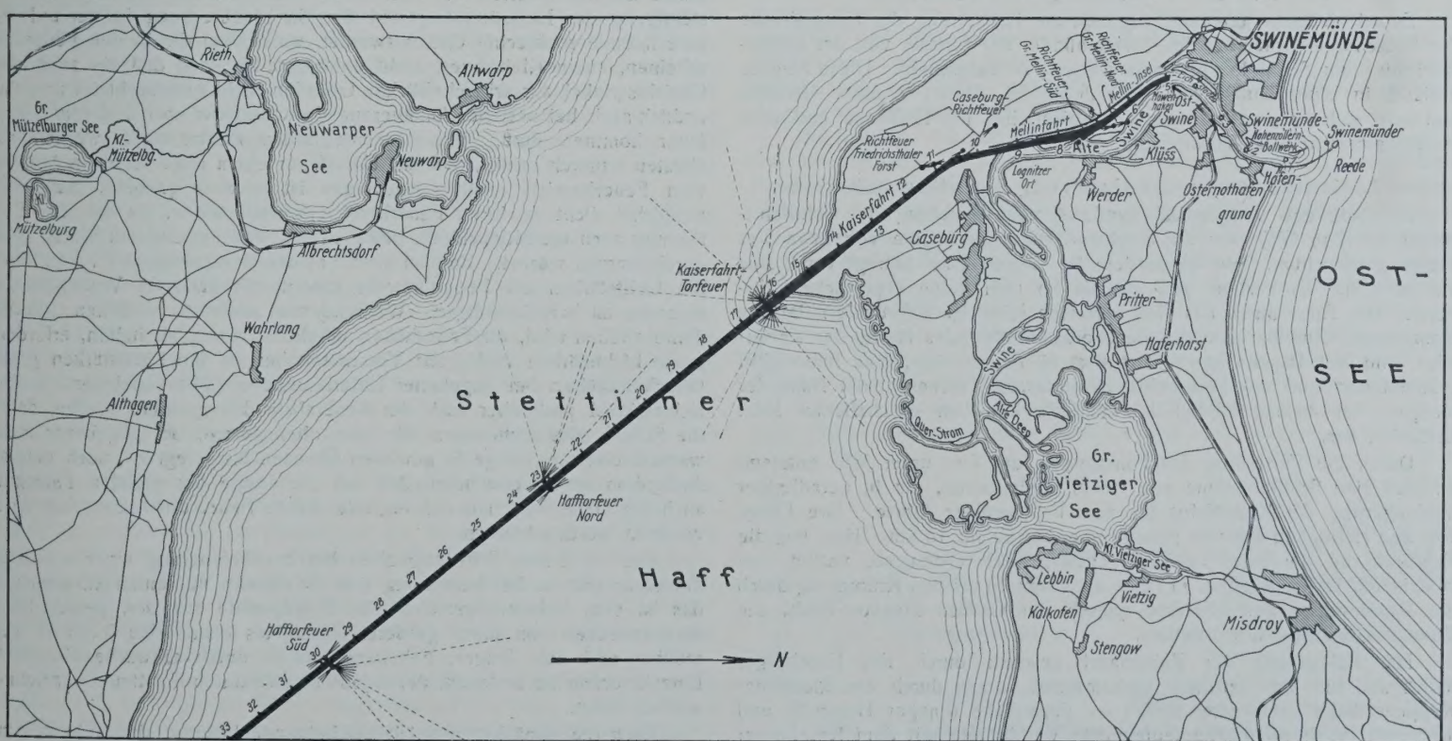


Abb. 5 u. 6. Lageplan der Seeschiffahrtstraße Stettin—Swinemünde.

betriebenen Membransender, der in der Nähe der Ansteuerungstonne „Swinemünde“ an einem in den Meeresgrund gerammten Dreibock aufgehängt ist. Er ist mit der Signalstelle durch ein Kabel verbunden und sendet W. N. S. aus, die aus den Morsebuchstaben O D bestehen und 9 sek dauern. Sie setzen genau mit dem Aufhören des letzten Punktes des Ankündigungsignals des F. N. S. ein. Ein das F. N. S. und das W. N. S. gleichzeitig beobachtendes Schiff kann seinen Abstand vom Wasserschallsender in folgender Weise bestimmen: Es beobachtet die zwischen dem letzten Ton des Ankündigungsignals des F. N. S. und dem ersten Ton des W. N. S. liegende Zeit. Die Dauer dieser Zeit ist abhängig von der Geschwindigkeit des Schalls im Wasser und dem Abstand des Schiffes vom Sender. Ist die Schallgeschwindigkeit im Wasser bekannt, so läßt sich aus ihr und der Zeit der Abstand des Schiffes errechnen. Um diese Rechenarbeit zu ersparen, ist die Dauer eines Peilstriches und der folgenden Pause so bemessen, daß in dieser Zeit der Schall eine Seemeile im Wasser zurücklegt. Die Zahl der Peilstriche des F. N. S., die auf dem Schiffe bis zum Einsetzen des W. N. S. gezählt werden, geben somit unmittelbar seinen Abstand vom Wasserschallsender in Seemeilen an.

II. Die Befeuerung der Seeschiffahrtstraße Stettin—Swinemünde.

Der Abschnitt Swinemünde—Kaseburg.

Von der Ansteuerungstonne „Swinemünde“, einer Leuchtglockentonne mit der Kennung Ubr. r., führt der Schiffahrtweg in die Einfahrt zwischen die Molen. Er wird bei Tage durch Fahrwassertonnen und ein Bakenpaar von hervortretender Form, die Mühlenbake und Galeriebake, und bei Nacht durch ein Richtfeuer, dessen Feuer auf diesen Baken brennen, gekennzeichnet. Zur Kennzeichnung des Kopfes der Ostmole dient eine kräftige, eiserne Bake, die bei Nacht ein festes, rotes Feuer zeigt. Ein an dieser Bake angebrachter elektrischer Membransender gibt bei Nebel und unsichtigem Wetter Luftnebelsignale (L. N. S.). Sie arbeiten mit den oben beschriebenen F. N. S. und W. N. S. zusammen und fallen, wie in Abb. 4 angegeben, in die Pausen des W. N. S., so daß ein Mehrverbrauch an Strom durch die Abgabe des L. N. S. nicht entsteht. Weitere Richtfeuer, die zum Teil an Baken von besonderer Form, zum Teil an einfachen, eisernen Gittermasten angebracht sind, führen durch die Mündungstrecke der Swine und die Mellinfahrt bis zur Kaiserfahrt. Das Nord- und Südende der künstlichen Insel Eichstaden, die die durchgehende Schiffahrtstraße gegen den Hafen Swinemünde abgrenzt, und die Köpfe der Trennungswerke zwischen der Mellinfahrt und der Alten Swine sind durch Leuchtfeuer bezeichnet. Sie werden sämtlich von der Staatswerft Swinemünde aus mit elektrischem Strom versorgt. Auf diese Befeuerung soll hier nicht näher eingegangen werden, sie wird im Rahmen der jetzt in Ausführung begriffenen Arbeiten zur Verbesserung der Seeschiffahrtstraße Stettin—Swinemünde, die Herr Regierungs- und Baurat Procter in der „Bautechnik“ 1928, Heft 8 beschrieben hat, ergänzt werden.

Der Abschnitt Kaseburg—Papenwasser.

Es sei vielmehr gestattet, sogleich die Befeuerung der Hauptstrecke der Seeschiffahrtstraße Stettin—Swinemünde, der Strecke von der Kaiserfahrt bis zum Südende des Papenwassers, zu behandeln. Diese Strecke verläuft in einer Länge von rd. 17,5 Sm (rd. 32 km) in einer Geraden und setzt sich im einzelnen aus der Kaiserfahrt, der Haffrinne und dem Papenwasserdurchstich zusammen.

Die Linienführung und Befeuerung der alten Fahrrinne.

Zu Ende des vorigen Jahrhunderts, vor Vertiefung der Schiffahrtstraße auf 7 m GW, war der Stettiner Hafen für Schiffe von etwa 5 m Tiefgang erreichbar. Die Wassertiefe im Großen Haff beträgt von Natur aus rd. 6 m. Es bestand also damals im Haff keine eigentliche Fahrrinne. Die Fahrt durch das Haff war eine reine Kursfahrt mit Hilfe des Kompasses. Zur Bezeichnung der beiden Enden des Haffs, der Kaiserfahrt und des Papenwassers, lagen zwei Feuerschiffe, das Feuerschiff „Kaiserfahrt“ und das Feuerschiff „Swantewitz“, dieses in der Nähe der jetzigen, im Anfang dieses Jahrhunderts künstlich geschaffenen Insel Leitholm, aus.

Durch die Vertiefung des Fahrwassers auf 7 m unter MW entstand im Haff eine Schiffahrtrinne von 150 m Sohlenbreite, die in geradliniger Verlängerung der Kaiserfahrt bis zum Papenwasser führte. Ihre Länge von den Haffmolen bis zum Papenwasser betrug rd. 10 Sm. Hier bog die Fahrrinne an der Insel Leitholm entlang nach Osten ab, verlief, den natürlichen Tiefen folgend, in einer nach Westen offenen Krümmung durch das Papenwasser und erreichte querab der Großen Mankow-Bucht die Linie des Schwabach-Richtfeuers.

Die Befeuerung der Kaiserfahrt geschah durch das Kaseburger Richtfeuer, die der Haffrinne einkommend voraus durch das Richtfeuer Keppenortbake (Schwarzer Peter) = Papenbake (Langer Heinrich) und achteraus durch die Haffmolenfeuer in Verbindung mit dem Kaseburger Oberfeuer.

Grundsätzliches über die Befeuerung einer langen, geraden Fahrrinne durch Richtfeuer.

Zur Beurteilung der Wirkung dieser Befeuerung ist es notwendig, einiges Grundsätzliches über die Befeuerung einer langen, geraden Fahrrinne durch Richtfeuer einzuschalten. Ein Richtfeuer (Abb. 7) besteht aus einem in der Fahrrinnenachse stehenden Unterfeuer und einem weiter rückwärts gleichfalls in der Achse der Fahrrinne errichteten Oberfeuer. Beide Feuer in Linie, d. h. senkrecht übereinander gehalten, bezeichnen dem Schiffer die Mitte der Fahrrinne. Beim Verlassen der Fahrwassermitte wandern die beiden Feuer aus, d. h. das Unterfeuer erscheint bei Beobachtung von einem seitlich der Fahrwassermitte gelegenen Standort aus nicht mehr senkrecht, sondern schräg unter dem Oberfeuer. Bei gleicher Auswanderung, also bei gleicher Größe des wagerechten Gesichtswinkels ω, unter dem die Feuer erscheinen, hängt die Größe des seitlichen Abstandes a des Beobachters von der Fahrwassermitte ab von dem Abstande d der beiden Feuer und der Entfernung x vom Unterfeuer, und zwar wächst der Abstand a mit x und nimmt ab bei Vergrößerung von d. Die Auswanderung der Feuer muß jedoch eine bestimmte Größe erreicht haben, ehe sie dem menschlichen Auge bemerkbar wird. Erreicht sie dieses Maß nicht, so glaubt der Beobachter zwar die Feuer in Linie zu haben, während er sich in Wirklichkeit bereits seitwärts der Fahrwassermitte befindet. Die Erfahrung hat gelehrt, daß das Auswandern mit Sicherheit dann bemerkt wird, wenn die Größe des wagerechten Gesichtswinkels $^1/_{16}$ des senkrechten Gesichtswinkels beträgt, wozu noch ein Winkel von 1′ hinzuzurechnen ist, der den durch die Irridiation des menschlichen Auges hervorgerufenen Irrtum berücksichtigt. Durch die Größe dieses wagerechten Gesichtswinkels ist die Größe des Abstandes von der Mittellinie einer Fahrrinne, bei dem ein Beobachter mit Sicherheit erkennt, daß er sich nicht mehr in der Mitte der Fahrrinne befindet, gegeben. Dieser Abstand darf nun einen gewissen Bruchteil der Breite der Fahrrinne nicht überschreiten und ist je nach der Größe der Schiffe und der Breite der Fahrrinne mit $^1/_5$ bis $^1/_6$ dieser Breite anzunehmen. Um eine genügende Schärfe des Richtfeuers zu erzielen, ist daher bei gegebener Fahrwasserlänge und -breite auch der Feuerabstand in gewissen Grenzen festgelegt, und bei einer großen Fahrwasserlänge muß auch der Feuerabstand verhältnismäßig groß sein. Mit der Vergrößerung des Feuerabstandes wächst aber auch bei gegebener Feuerhöhe des Unterfeuers die des Oberfeuers. Hier ist zu beachten, daß der unter Berücksichtigung der Erdkrümmung und der Strahlenbrechung in der Luft zu berechnende senkrechte Gesichtswinkel, unter dem die beiden Feuer erscheinen, einen Kleinstwert nicht unterschreiten darf, daß ein zu großer Gesichtswinkel aus wirtschaftlichen Gründen nicht erwünscht ist und daß endlich auch bei nächster Annäherung das Oberfeuer noch frei vom Unterfeuer kommen muß. Diese geometrischen Bedingungen werden am ehesten dadurch erfüllt, daß das Unterfeuer einen angemessenen Abstand vom Feuerbereich erhält. Anderseits ist es aber geboten, die Feuer möglichst dicht an ihren Feuerbereich heranzurücken, da mit der Entfernung auch die Möglichkeit, daß die Feuer bei unsichtigem Wetter nicht durchdringen, wächst. Endlich sind bei der Bemessung der Feuerhöhen die Lichtstärken der Feuer sowohl absolut als auch im Verhältnis zueinander zu berücksichtigen. Während man aus wirtschaftlichen Gründen dahin streben wird, die Feuerhöhen möglichst gering zu halten, erfordern große Lichtstärken und große Verschiedenheit in den Lichtstärken große Oberfeuerhöhen bei gegebener Unterfeuerhöhe. Mit zunehmendem Gesichtswinkel muß aber auch der Feuerabstand vergrößert werden, damit die Schärfe des Richtfeuers, die, wie oben gesagt, bei gegebener Fahrwasserbreite und -länge in gewissen Grenzen festgelegt ist, noch genügt. Außerdem ist zu erwähnen, daß mit der Länge der geraden Fahrrinne auch die Gefahr wächst, daß ein oder beide Feuer durch Zwischensegler verdeckt werden können.

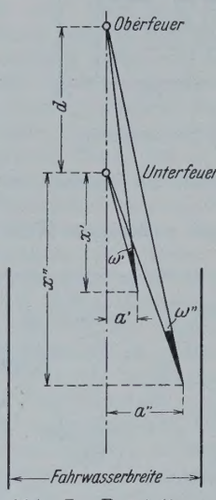


Abb. 7. Darstellung der Befeuerung durch Richtfeuer.

Aus all diesen Schwierigkeiten bei der Befeuerung einer schmalen Fahrrinne gibt es bei Anordnung von Richtfeuern nur einen Ausweg, und das ist vom befeuerungstechnischen Standpunkte aus der, gerade Fahrwasserstrecken von einer größeren Länge als etwa 4 bis 5 Sm zu vermeiden und eine längere Fahrwasserstrecke durch schwache Knicke in Einzelstrecken zu zerlegen, deren jede für sich durch Richtfeuer bezeichnet werden kann.

Auch die zunächst möglich erscheinende Lösung, durch Anordnung von je einem Richtfeuer an beiden Enden einer längeren, geraden Fahr-

rinne jedem einzelnen Richtfeuer die Hälfte der geraden Strecke als Feuerbereich zuzuweisen, kommt bei näherer Untersuchung nicht in Frage. Es ist zwar bei dieser Lösung möglich, die Lichtstärken jedes Richtfeuers auf das für nur etwa $^2/_3$ der ganzen Länge bei „dunstigem Wetter" nötige Maß festzusetzen. Die Schärfe jedes Richtfeuers muß aber für die ganze Strecke ausreichen, da sonst bei „sichtigem Wetter", wenn das Richtfeuer auch am entgegengesetzten Ende sichtbar ist, ein Irrtum der Schiffe nicht ausgeschlossen ist, falls etwa das Gegenfeuer durch Zwischensegler verdeckt sein sollte.

Diese Ausführungen über die Befeuerung einer langen, geraden Fahrrinne durch Richtfeuer lassen sich in folgendem zusammenfassen:

Die um die Jahrhundertwende geschaffene Befeuerung der Haffrinne durch zwei Richtfeuer konnte nicht vollkommen sein. Sie mußte vielmehr verschiedene Mängel aufweisen, die in den bei der Befeuerung einer so langen, geraden Fahrrinne durch Richtfeuer von Natur gegebenen Schwierigkeiten begründet waren.

Pläne und Versuche für die neue Linienführung und Befeuerung der Haffrinne und des Papenwasserdurchstichs.

Bei der Bearbeitung des Planes der weiteren Vertiefung und Verbesserung der Schiffahrtstraße im Jahre 1913 war man sich dieser Schwierigkeiten bewußt, und der erste Entwurf sah daher auch nicht eine geradlinige Verlängerung der Haffrinne durch das Papenwasser bis zur Schwabacher Richtfeuerlinie vor. Es sollte vielmehr die Haffrinne nur bis etwa querab vom Südende der Insel Leitholm geradlinig verlängert werden, die Fahrstraße dort einen kleinen Knick nach Westen erhalten und in dieser Richtung bis zur Schwabacher Linie führen. Die Bezeichnung der Haffrinne sollte am Nordende wie bisher durch das Oberfeuer Kaseburg in Verbindung mit den Feuern auf den beiden Haffmolen, die der Kaiserfahrt durch das Kaseburger Richtfeuer geschehen. Am Südende der Haffrinne sollten nach dem Vorbilde der Befeuerung am Nordende beiderseits der Fahrrinne an ihrem Knickpunkte zwei gleich hohe Leuchtfeuer, ein Torfeuer, in etwa 3 m Wasser auf der Untiefe Patschkamp, errichtet werden. Diese sollten mit einem Oberfeuer, das in der Verlängerung der Haffrinne rd. 3100 m von dem Torfeuer entfernt im Papenwasser zu erbauen war, zusammenwirken. Außerdem war ein Unterfeuer zu diesem Oberfeuer in etwa 1000 m Abstand nördlich vom Oberfeuer gleichfalls in der Verlängerung der Haffrinne geplant. Der Vorteil dieser Befeuerung lag vor allem darin, daß das als Unterfeuer wirkende Torfeuer sehr nahe an seinen Wirkungsbereich herangerückt werden konnte, da die Größe des senkrechten Gesichtswinkels bei dieser Anordnung nur eine sehr untergeordnete Rolle spielt und ein Verdecken des Oberfeuers durch das beiderseits der Fahrrinne aufzustellende Torfeuer nicht eintreten kann. Ihr Mangel bestand darin, daß sowohl dem Torfeuer als auch dem Oberfeuer wegen der großen Länge der Haffrinne ein sehr großer Wirkungsbereich zugefallen wäre und bei dem großen Feuerabstand zwischen Torfeuer und Oberfeuer die Lichtstärken in einem ungünstigen Verhältnis zueinander gestanden hätten.

Wenn auch die vorgesehene Art der Befeuerung nichts vollkommen Neues darstellte, so lagen doch über ihre Wirkungsweise, insbesondere über die mit dieser Anordnung zu erzielenden Schärfen, keinerlei zahlenmäßige Angaben vor. Es wurden daher im Seezeichenversuchsfeld des früheren preußischen Ministeriums der öffentlichen Arbeiten Versuche zur Ermittlung der Schärfen vorgenommen. Diese Versuche wurden auch auf eine neue Anordnung, die „Torfeuerkette", ausgedehnt. Eine Torfeuerkette wird durch mehrere hintereinander an einer Fahrrinne errichtete Torfeuer von gleicher Feuerhöhe und gleicher Torweite gebildet.

Die Wirkung eines Torfeuers mit einem Oberfeuer beruht darauf, daß das Oberfeuer, in der Mitte der beiden Feuer des Torfeuers gehalten, die Mitte der Fahrrinne bezeichnet. Bei Beobachtung von einer Seite der Fahrrinne aus erscheint das Oberfeuer nicht mehr in der Mitte des Torfeuers. Dabei ist es ohne Belang, ob das Oberfeuer über, in oder unter der Verbindungslinie der beiden Feuer des Torfeuers erscheint. Ähnlich ist die Wirkung einer Torfeuerkette. Bei der einfachsten Anordnung von zwei Torfeuern bezeichnen die beiden Feuer des entfernteren Torfeuers, in der Mitte zwischen die des näheren Torfeuers gehalten, die Mitte der Fahrrinne. Bei Beobachtung von der Seite der Fahrrinne aus ist das vorher symmetrische Bild der vier Feuer gestört, die beiden hinteren Feuer erscheinen nicht mehr in der Mitte der beiden vorderen Feuer. Die Schärfenwirkung beider Anordnungen hängt offenbar von der Genauigkeit ab, mit der ein Beobachter die Verschiedenheit der in Abb. 8 mit ξ_1 und ξ_2 bezeichneten, wagerechten Gesichtswinkel feststellen kann. Die Änderung dieser Gesichtswinkel ist bei gleichem Abstande des Beobachters von der Mitte der Fahrrinne wie bei einem gewöhnlichen Richtfeuer abhängig von dem Feuerabstand d und dem Abstand x des Beobachters vom nächsten Feuer.

Die obenerwähnten, im Seezeichenversuchsfeld angestellten Versuche wurden nun in folgender Weise vorgenommen: In einer dunklen Wand wurden in wagerechtem und senkrechtem Sinne verschiebbare Blenden angeordnet, durch die Licht in Richtung des Beobachters ausgestrahlt wurde. Die Abstände der Blenden untereinander wurden so eingestellt, daß die senkrechten und wagerechten Winkel, unter denen sie bei einem bestimmten Abstande des Beobachters erschienen, so groß waren wie die, unter denen die wirklichen Feuer bei einer bestimmten Entfernung sichtbar sein würden. Die Größe der Blendenöffnungen wurde nach demselben Gesichtspunkte so festgesetzt, daß sie der Größe der Leuchte des Feuers in diesem Abstande entsprachen.

Mit dieser Anordnung wurden überaus zahlreiche Beobachtungen, den verschiedensten Beobachtungsweiten und Feuerabständen entsprechend, vorgenommen. Die Versuche ergaben folgendes: Sowohl durch ein Torfeuer in Verbindung mit einem Oberfeuer als auch durch eine Torfeuerkette kann eine schmale Fahrrinne bezeichnet werden. Es ist möglich, auch eine sehr lange, gerade Fahrrinne zu befeuern, da durch die zu einer Torfeuerkette sich ergänzenden Torfeuer eine Unterteilung der Fahrrinne in beliebig viele Einzelstrecken erfolgen kann.

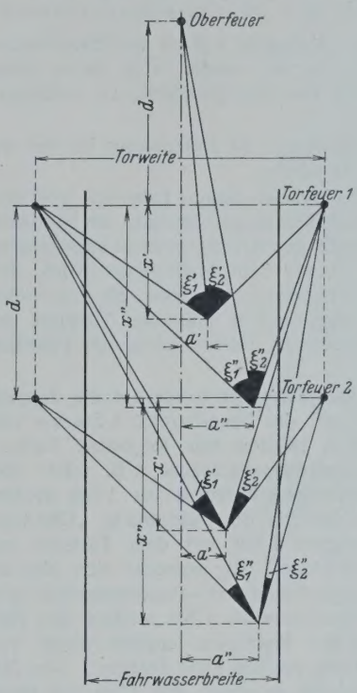


Abb. 8. Darstellung der Befeuerung durch Torfeuer.

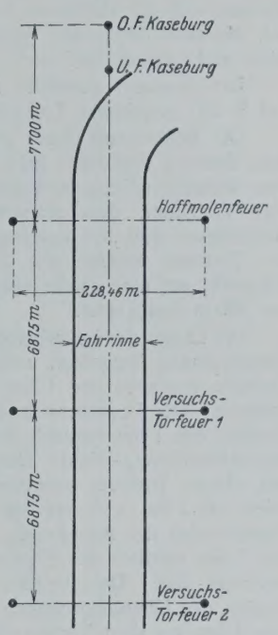


Abb. 9. Darstellung der Versuchsbefeuerung.

Als Ergänzung zu diesen Versuchen wurden nun weitere Beobachtungen unter der Wirklichkeit entsprechenden Verhältnissen angestellt. Es wurden im Haff im Anschluß an die Haffmolenfeuer, die eine Feuerhöhe von 16 m und eine Torweite von 228,46 m besitzen, in Abständen von 6875 m zwei weitere Torfeuer von gleicher Feuerhöhe und Torweite behelfsmäßig auf Dalben errichtet. Es ergab sich hieraus die in Abb. 9 dargestellte Anordnung der Feuer.

Die Aufgabe, die mit dieser Versuchsanordnung gelöst werden sollte, war eine dreifache. Es sollten 1. die Schärfenwirkungen der verschiedenen Feuerzusammenstellungen — Torfeuer mit einem Oberfeuer, Torfeuerkette mit zwei und drei Torfeuern — festgestellt, 2. die Beeinträchtigung der Feuerwirkung durch Rauch oder Zwischensegler beobachtet und 3. die neuartige Befeuerungsart den Schiffahrtkreisen vorgeführt werden.

Die Schärfenwirkungen wurden von verschiedenen Entfernungen aus durch mehrere Beobachter festgestellt, indem jedesmal der Abstand von der Fahrwassermitte gemessen wurde, bei dem der Beobachter nach dem Bilde der Feuer in der Mitte des Fahrwassers zu sein glaubte. Das Ergebnis dieser Beobachtungen war überaus günstig. Bei einer Entfernung des Beobachters vom nächsten Torfeuer von 8675 m wurde mit der aus zwei Torfeuern bestehenden Torfeuerkette ein mittlerer Abstand des Beobachters von der Fahrwassermitte von 3,30 m beobachtet, dieses Maß betrug bei 5150 m Entfernung 3,80 m, bei 3440 m 2,50 m und bei 1720 m 1,25 m.

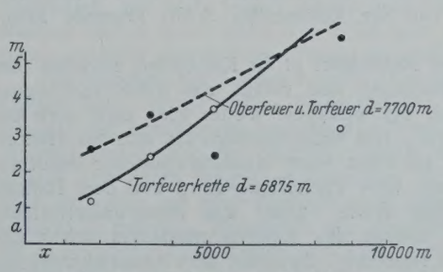


Abb. 10. Schärfenbeobachtungen der Versuchsbefeuerung.

Die Beobachtungen des Haffmolen-Torfeuers und des Kaseburger Oberfeuers ergaben folgende Werte: bei 8675 m Entfernung vom Torfeuer einen Abstand des

Beobachters von der Fahrwassermitte von im Mittel 5,80 m, bei 5150 m von 2,50 m, bei 3440 m von 3,60 m und bei 1720 m von 2,70 m.

In Abb. 10 sind diese Werte graphisch aufgetragen.

Die Beeinträchtigung der Feuerwirkung durch Rauch anderer Schiffe oder des eigenen Fahrzeugs oder durch Verdeckung der Feuer durch Zwischensegler wurde als bedeutend weniger häufig als bei einem gewöhnlichen Richtfeuer festgestellt. Durch die Stellung der einzelnen Feuer des Torfeuers am Rande der Fahrrinne traten nur kurze Verdeckungen ein. Auch trat bei diesen Beobachtungen deutlich der Vorteil einer Torfeuerkette in Erscheinung, daß bei Verdeckung eines Torfeuers eines der anderen hinter ihm liegenden Torfeuer an seine Stelle treten kann.

Endlich überzeugte auch die Vorführung dieser neuen Befeuerungsart die beteiligten Schiffahrtkreise von ihrer günstigen Wirkung.

Die zur Ausführung kommende Linienführung und Befeuerung der Haffrinne und des Papenwasserdurchstichs.

Nach dem Ergebnis all dieser Versuche konnte die Entscheidung darüber, wie die Haffrinne befeuert werden mußte, und ob es ratsam sei, sie auch durch das Papenwasser hindurch geradlinig zu verlängern, nicht mehr zweifelhaft sein.

Die nunmehr gewählte Linienführung und Befeuerung ist aus den auf S. 381 gegebenen Lageplänen zu ersehen.

Die Befeuerung dieser geraden, 17,5 Sm langen Fahrrinne soll nach dem Entwurf vom Jahre 1918 aus dem Richtfeuer Kaseburg am Nordende, dem Richtfeuer Gnageland am Südende und den dazwischen angeordneten vier Torfeuern, dem Kaiserfahrttorfeuer, dem Hafftorfeuer-Nord, dem Hafftorfeuer-Süd und dem Papenwassertorfeuer, bestehen; die Feuerhöhen der Torfeuer wurden mit 25 m angenommen und die Torweite mit Rücksicht auf eine später etwa erforderliche Verbreiterung der Fahrrinne auf 260 m festgesetzt.

Die Länge des Feuerbereichs jedes Torfeuers wurde auf die doppelte Torentfernung festgelegt, und zwar soll der Feuerbereich 1 Sm vor dem Torfeuer beginnen und 1 Sm vor dem zweiten, ihm folgenden Torfeuer endigen. Der Feuerbereich des Papenwassertorfeuers z. B. reicht nach Norden von 1 Sm nördlich des Papenwassertorfeuers bis 1 Sm nördlich des Hafftorfeuers-Nord. Der Feuerbereich der Anordnung „Oberfeuer mit einem Torfeuer zusammen“ beginnt 1 Sm vor dem Torfeuer und reicht bis 1 Sm vor das nächste Torfeuer. Es erstreckt sich also der Feuerbereich der Anordnung „Gnagelandoberfeuer—Papenwassertorfeuer“ von 1 Sm nördlich des Papenwassertorfeuers bis 1 Sm nördlich des Hafftorfeuers-Süd. Der Feuerbereich der Richtfeuer endlich reicht vom Beginn des Übergangsbogens bis 1 Sm vor das erste Torfeuer. Das Maß von 1 Sm vor dem Torfeuer ist dadurch gegeben, daß etwa von dieser Entfernung an die beiden Feuer eines Torfeuers unter einem solch kleinen wagerechten Winkel erscheinen, daß sie leicht mit einem Blick gefaßt werden können.

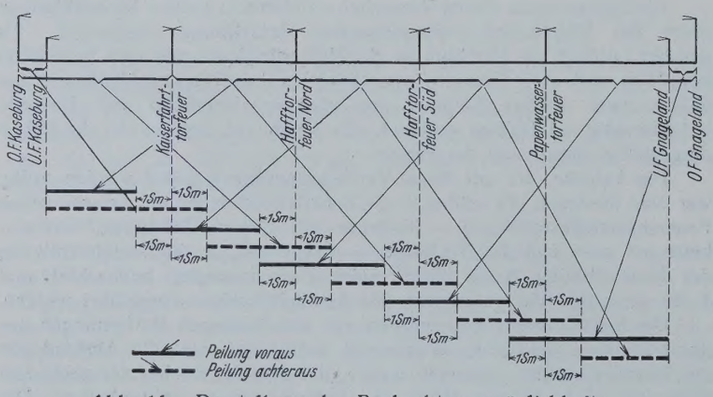


Abb. 11. Darstellung der Beobachtungsmöglichkeiten bei der Befahrung der Haffrinne.

Beim Befahren der Kaiserfahrt, der Haffrinne und des Papenwasserdurchstichs kann z. B. ein von See kommendes Schiff folgende Feuer der Reihe nach benutzen:

Beim Einbiegen von der Mellinfahrt in die Kaiserfahrt erscheint ihm achteraus das Richtfeuer Kaseburg und voraus das Kaiserfahrttorfeuer und das Hafftorfeuer-Nord, bei sichtigem Wetter wird auch noch das Hafftorfeuer-Süd sichtbar sein. Das Kaiserfahrttorfeuer und das Hafftorfeuer-Nord kann das Schiff bis 1 Sm vorm Kaiserfahrttorfeuer benutzen, alsdann richtet es sich nach dem Hafftorfeuer-Nord und dem Hafftorfeuer-Süd, die bei sichtigem Wetter durch das Papenwassertorfeuer ergänzt werden, bis 1 Sm südlich des Kaiserfahrttorfeuers reicht der Feuerbereich des Richtfeuers Kaseburg. Zwischen dem Kaiserfahrttorfeuer und dem Hafftorfeuer-Nord stehen dem Schiffe außer dem Hafftorfeuer-Nord und dem Hafftorfeuer-Süd noch das Oberfeuer Kaseburg in Verbindung mit dem Kaiserfahrttorfeuer zur Verfügung. Von 1 Sm vor dem Hafftorfeuer-Nord an hat es sich voraus nach dem Hafftorfeuer-Süd und dem Papenwassertorfeuer zu richten und kann achteraus auch noch bis 1 Sm südlich des Hafftorfeuers-Nord das Oberfeuer Kaseburg mit dem Kaiserfahrttorfeuer benutzen, an deren Stelle von da an das Hafftorfeuer-Nord und das Kaiserfahrttorfeuer treten.

In entsprechender Weise setzen sich die Beobachtungsmöglichkeiten bei der weiteren Fahrt fort, sie sind in Abb. 11 dargestellt. Aus ihr geht hervor, daß an jeder Stelle der Fahrrinne stets eine Beobachtungsmöglichkeit voraus und achteraus vorhanden ist. Bei sichtigem Wetter können die Beobachtungsmöglichkeiten noch erheblich zunehmen.

Da die Torfeuer nach Norden und Süden sichtbar sein müssen, erhält jedes Feuer als Leuchte zwei Scheinwerferlinsen, die beiderseits einer gemeinsamen Lichtquelle so aufgestellt werden, daß ihre Brennpunkte zusammenfallen und die Mittellinien ihres Lichtkegels einen Winkel von 279° miteinander bilden. Die Größe dieses Winkels ist durch die Forderung bedingt, daß am Ende des Feuerbereichs die auf derselben Seite wie das Feuer liegende Kante der Fahrrinne in das Kernlicht fällt und daß am Anfang des Feuerbereichs, also 1 Sm vor dem Feuer, noch die gegenüberliegende Kante der Fahrrinne in den größten Streukegel der Linse fällt. — Es hat sich bei der Inbetriebnahme des Papenwassertorfeuers gezeigt, daß diese Forderung auch dann erfüllt wird, wenn die Mittellinien der Linsen parallel zur Fahrwasserachse ausgerichtet werden. — Die Lichtstärke jeder Linse wurde zu rd. 40000 HK festgelegt. Sämtliche Torfeuer erhalten Festfeuerkennung. Außer dem Hauptfeuer besitzt jedes der im Wasser stehenden Bauwerke an der dem Fahrwasser abgekehrten Seite ein Ortsfeuer, das über 225° sichtbar ist.

Zur Kennzeichnung bei Nebel wird auf je einem Bauwerk des Hafftorfeuers-Nord und -Süd ebenso wie auf der einen Haffmolenbake und den beiden Leitholmmolenbaken ein Luftnebelsignalsender aufgestellt. Er besteht aus einem mit Kohlensäure angetriebenen Glockenläutewerk. Die Läutewerke der einzelnen Feuer geben Signale verschiedener Kennung, und zwar Einzelschläge oder Gruppen von zwei, drei oder vier Schlägen.

Die Feuerhöhen der Unterfeuer Kaseburg und Gnageland sind auf 15 m über MW festgesetzt. Beide Feuer sind unter Berücksichtigung der örtlichen Verhältnisse am Ufer möglichst nahe am Feuerbereich errichtet. Die Feuerabstände zwischen den Unterfeuern und den zugehörigen Oberfeuern sind durch die von den Richtfeuern zu fordernden Schärfen gegeben, die Feuerhöhe der Oberfeuer aus den Bedingungen für die Größe des senkrechten Gesichtswinkels errechnet worden. Beim Richtfeuer Kaseburg beträgt der Feuerabstand 1320 m und die Oberfeuerhöhe 39,4 m über MW, beim Richtfeuer Gnageland sind diese Maße 1390 m und 31,9 m.

Als Leuchte erhält jedes Feuer der beiden Richtfeuer eine Scheinwerferlinse. Das Kaseburger Richtfeuer wird von der elektrischen Zentrale des Bauhofs in Swinemünde aus versorgt. Bei Versagen der elektrischen Lichtquelle, Störung in der Zuleitung oder Durchbrennen der Glühlampe, wird beim Kaseburg-Oberfeuer als Ersatzlichtquelle ein Flüssiggasbrenner selbsttätig durch eine Lichtquellenwechselvorrichtung eingeschaltet. Für die Oberfeuer beider Richtfeuer war Festfeuer- und für die Unterfeuer unterbrochene Kennung geplant. Beim Gnageland-Richtfeuer hat es sich jedoch als zweckmäßig erwiesen, auch dem Oberfeuer unterbrochene Kennung zu geben, um es aus den festen Feuern der Torfeuer herausheben und um die Möglichkeit einer Verwechslung mit dem Topplicht eines Dampfers auszuschließen. Die beiden Feuer dieses Richtfeuers sind durch elektrische Kupplung des Oberfeuers mit dem Unterfeuer gleichgängig eingerichtet, d. h. beide Feuer zeigen zu gleicher Zeit stets dieselbe Lichterscheinung. Für das Kaseburger Richtfeuer ist die gleiche Maßnahme in Erwägung gezogen. Die auf den Haffmolen der Kaiserfahrt und den Molen der Insel Leitholm vorhandenen Feuer bleiben weiter in Betrieb.

Der Abschnitt Papenwasser—Stettin.

Die Linienführung.

Am Südende des Papenwassers geht die Fahrrinne von der Gnageland- in die Schwabach-Richtlinie über. Der Übergang wird durch das Quermarkenfeuer Mankow bezeichnet, das durch einen roten Sektor die Krümmung der Fahrrinne bezeichnet. Dieser rote Sektor reicht beiderseits der Krümmung noch um etwa 150 m in die geraden Fahrwasserstrecken hinein, er wird auf beiden Seiten durch je einen weißen Ankündigungsektor begrenzt. Diese sind auf 500 m Länge vom Fahrwasser aus sichtbar. Der Kennungsübergang weiß auf rot bezeichnet etwa die Stelle, an der die bisherige Richtfeuerlinie verlassen und allmählich in die neue Richtfeuerlinie eingesteuert werden muß. Das Quermarkenfeuer besitzt eine Feuerhöhe von 12 m über MW und Festfeuerkennung.

Mit der Schwabach-Richtlinie beginnt ein neuer Abschnitt in der Befeuerung der Schiffahrtstraße Stettin—Swinemünde. Er erstreckt sich

vom Südende des Papenwassers bis zur Gotzlower Grube, von der die geplante Zufahrt zum neuen Hafen der Stadt Stettin ausgehen soll. Die Fahrrinne verläuft in diesem Abschnitte in einem gebrochenen Linienzuge, dessen gerade Strecken durch kurze Krümmungen verbunden sind. Der Reihe nach sind folgende Linien vorhanden oder geplant: Die Schwabach-Linie führt durch das Südende des Papenwassers und das Nordende der Weiten Strewe, die Schanzen-Linie durch den südlichen Teil der Weiten Strewe, die Pölitz-Linie durch den Damanschen Strom, die Flankengraben-Linie durch das Mittelloch und die Kamelsberg-Linie durch den Schützenwerderdurchstich, die Oder und den Durchstich durch das Große Oderbruch. Die Länge dieser Linien schwankt zwischen rd. 1 und 3 Sm.

Die Befeuerung.

Die Befeuerung besteht für jede einzelne dieser geraden Linien aus zwei Richtfeuern, je eines an beiden Enden. Die Krümmungen werden durch Quermarkenfeuer gedeckt. Die Standorte der Feuer sind nach den örtlichen Verhältnissen und mit Rücksicht auf auch bei Hochwasser gesicherte Zuwegung so gewählt, daß die Feuer möglichst dicht an ihren Feuerbereich herangerückt sind, die Gesichtswinkel in zulässigen Grenzen bleiben und die notwendigen Schärfen erreicht werden. Die bereits errichteten oder noch herzustellenden Bauten sind folgende: In der Schwabach-Linie das Schwabach- und Stepenitz-Richtfeuer, in der Schanzenlinie das Schanzen- und Krampe-Richtfeuer, in der Pölitz-Linie das Pölitz- und Ihna-Richtfeuer, in der Flankengraben-Linie das Flankengraben- und Ochsengraben-Richtfeuer und in der Kamelsberg-Linie das Ihna-Kamelsberg- und Swante-Richtfeuer. Die geplanten Quermarkenfeuer sind das Quermarkenfeuer Damansch, Brachhorst und Babbin-Strom. Das Feuer der Königsbake an der Abzweigung der Königsfahrt von der künftigen Hauptfahrrinne wird als Ortsfeuer weiter betrieben.

Die Feuerbereiche der einzelnen Richtfeuer erstrecken sich in der von ihnen bezeichneten geraden Fahrwasserstrecke von dem Farbenwechsel einer Quermarke bis zu dem der nächsten. Für die Unterfeuer sind die Kennungen Ubr. und Ubr. Grp. (2) festgesetzt, die so verteilt werden, daß die Unterfeuer der einen Linie die Kennung Ubr., die der folgenden Ubr. Grp. (2) erhalten, in der dritten Linie folgt dann wieder die Kennung Ubr. Für die Oberfeuer mit Ausnahme der Oberfeuer Schwabach, Schanze und Swante, die wie das Gnageland-Oberfeuer mit ihren Unterfeuern gekuppelt werden, ist Festfeuerkennung vorgesehen. Die elektrische Kupplung der genannten Richtfeuer ist notwendig, um die Feuer sicher aus den in ihrer rückwärtigen Verlängerung gelegenen zahlreichen, zum Teil sehr lichtstarken Lichtern der Stettiner Industriewerke herauszuheben. Die Lichtstärken der Unterfeuer sind zu rd. 1700 HK, die der Oberfeuer zu rd. 3750 HK angenommen. Die Feuerhöhen der Unterfeuer betragen 15 m über MW, die der Oberfeuer schwanken je nach Feuerabstand und Feuerbereich zwischen 23,5 und 25,8 m über MW.

Die Quermarkenfeuer erhalten wie das Quermarkenfeuer Mankow die Kennung F. w. & r., 12 m Feuerhöhe und eine Lichtstärke von rd. 500 HK für weißes und rd. 80 HK für rotes Licht.

Die Versorgung der Feuer.

Sämtliche Feuer vom Haff bis Stettin brennen unbewacht und werden mit Flüssiggas gespeist. Das Flüssiggas ist ein durch Vergasung von Mineralölen gewonnenes, hochwertiges Leuchtgas. Es hat eine große Gleichförmigkeit in seiner Zusammensetzung, besitzt einen unteren Heizwert von etwa 14500 WE/m³ — gewöhnliches Leuchtgas hat einen unteren Heizwert von etwa 4000 WE/m³ — und hat nur einen engen Explosionsbereich. Bei Drücken zwischen 60 und 100 at geht es vom gasförmigen in den flüssigen Zustand über, dabei vermindert sich sein Rauminhalt auf etwa $^1/_3$. Diese Eigenschaften machen es für Leuchtfeuerzwecke besonders geeignet; bei Verwendung von Glühstrümpfen wird eine große Leuchtdichte, ein verhältnismäßig geringer Gasverbrauch und eine große Betriebsicherheit erreicht, so daß nur geringe Wartung erforderlich ist. Für den deutschen Leuchtfeuerbedarf wird das Flüssiggas in der reichseigenen Flüssiggasanstalt der Saatseewerft bei Rendsburg erzeugt. Es kommt in Stahlflaschen von im allgemeinen 27 l Rauminhalt zum Versand. Jede Flasche, die gefüllt etwa 60 kg wiegt, enthält etwa 9 bis 9,5 kg Flüssiggas, das einer Gasmenge von 6000 bis 6500 l in entspanntem Zustande entspricht. Die Versandflaschen werden zum Feuer befördert und ihr Inhalt mittels einer Gasschalttafel in die bei den Feuern vorhandenen Gaskessel übergefüllt. Da in den Kesseln ein höchster Betriebsdruck von 10 bis 15 at herrscht, geht das Flüssiggas hierbei wieder in den gasförmigen Zustand über. Die Größe des Kessels ist so bemessen, daß der in ihnen aufgespeicherte Gasvorrat, je nach der Zugänglichkeit der Feuer, für vier bis fünf Wintermonate ausreicht. Als Beispiel sei angeführt, daß bei einem gewöhnlichem Oberfeuer der Schiffahrtstraße Stettin-Swinemünde der Gasverbrauch für fünf Wintermonate bei durchgehender Brennzeit rd. 24 m³ beträgt, der dem Inhalt von vier Versandflaschen entspricht und sich in zwei Gaskesseln von 1,25 m³ Inhalt bei 10 at Betriebsdruck aufspeichern läßt.

III. Die Bauwerke der Befeuerung.

Im folgenden soll als Beispiel der Bauweise der alten Feuer die Papenbake (Langer Heinrich) und der der neuen Feuer das Papenwassertorfeuer, das Gnageland- und das Schanzenrichtfeuer näher beschrieben werden.

Die Bauweise der alten Leuchtfeuer.

Die Papenbake.

Die Papenbake (Langer Heinrich) bildete das Oberfeuer zu der als Unterfeuer wirkenden Keppenortbake (Schwarzer Peter). Beide Feuer bezeichneten als Richtfeuer das südliche Ende der Haffrinne. Der Lange

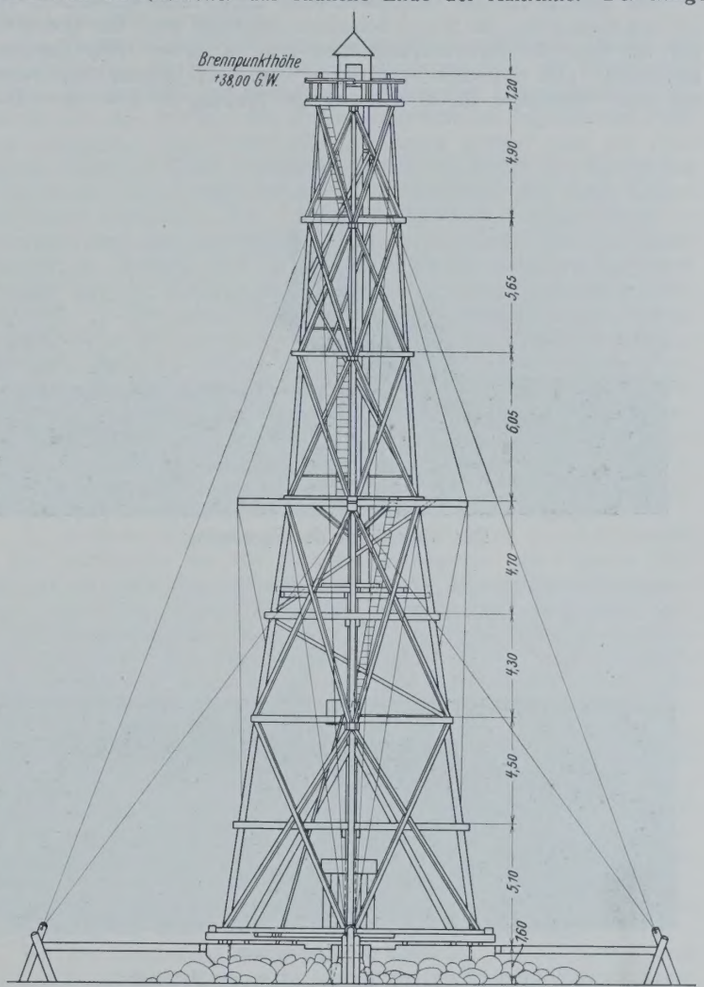


Abb. 12. Oberbau des „Langen Heinrich".

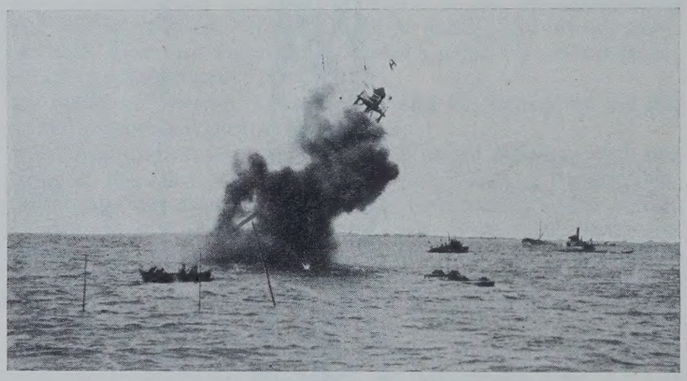
Heinrich war im Papenwasser in etwa 3 m Wassertiefe errichtet. Sein Unterbau bestand aus einem auf verzimmertem Pfahlrost gegründeten Mauerwerkring aus Klinkern. Er wurde durch eine Inselschüttung, deren Böschung mit Steinschüttung und -Packung befestigt war, gegen Eis- und Wellenangriff gesichert. Bei der Steinpackung wurde besonderer Wert auf die in Mittelwasserhöhe angeordnete, dem Eisschub besonders ausgesetzte Kranzschicht gelegt, die aus Steinen von etwa $^1/_4$ bis $^1/_2$ m³ Inhalt bestand. Die Inselschüttung reichte mit ihrer Oberkante etwa 1 m über MW. Die Sicherung des Bauwerks gegen Eisschub hat sich durchaus bewährt. Bei Eisschub brach sich die geschlossene Eisfläche an der Steinböschung in einzelne Schollen, die von dem nachdrängenden Eis unter Wasser gedrückt wurden. Bei längerem Eisschub entstand dann rings um das Bauwerk ein natürlicher Schutzwall aus aufeinandergetürmten Eisschollen, der sich immer weiter nach außen vorschob, in manchen Wintern bis zu einer Höhe von 5 bis 6 m anwuchs und das Bauwerk gegen weiteren unmittelbaren Eisangriff schützte.

Der Oberbau des Langen Heinrich bestand aus einer hölzernen vierseitigen Bake. Er ist in Abb. 12 dargestellt. Um einen Mittelstiel waren die vier aus Rundhölzern bestehenden Eckpfosten aufgestellt, die untereinander und gegen den Mittelstiel durch Riegel und Diagonalen ausgesteift und durch Stagen an hölzernen Dalben verankert waren. Die Bake trug oben auf einer Plattform eine kleine, hölzerne, mit Dachpappe verkleidete Laterne. Besteigbar war die Bake mittels hölzerner Leitern, die in einzelnen Leiterläufen von einer Zwischenplattform zur anderen führten.

Der Lange Heinrich trug drei Feuer, das in der Haffrichtung sichtbare Hauptfeuer, ein den Übergang von der Stepenitz-Büchenort- in die Siebort-

Sandhof-Richtlinie bezeichnendes Quermarkenfeuer und ein nach Süden scheinendes Ortsfeuer. Das Hauptfeuer war in der hölzernen Laterne untergebracht. Seine Leuchte bestand aus einem Metallparabolspiegel von 600 mm Öffnungsdurchmesser. Als Lichtquelle diente eine Glühlampe, die wie die Lichtquellen der übrigen Feuer im Papenwasser von der elektrischen Zentrale auf der Insel Leitholm aus durch ein Kabel gespeist wurde. Beim Durchbrennen der Glühlampe des Hauptfeuers schaltete sich selbsttätig eine Ersatzglühlampe ein, die die Lichtquelle eines zweiten, unter dem ersten aufgestellten Spiegels von gleicher Größe bildete.

Als Leuchte für das Quermarkenfeuer diente eine Gürtellinse von 150 mm Brennweite, die in eine Seelaterne eingebaut war. Die Seelaterne war auf einer der Zwischenplattformen etwa in halber Höhe der Bake aufgestellt. Das Ortsfeuer besaß keine besondere Leuchte, es bestand aus einer Glühlampe, die in wasserdichter Fassung an dem einen Eck-



Der Augenblick der Sprengung.

Nach der Sprengung.

Abb. 13. Sprengung des „Langen Heinrich".

pfosten befestigt war. Beim Versagen des elektrischen Stromes infolge von Störungen im Zuleitungskabel waren als Ersatzlichtquellen für das Hauptfeuer und die Quermarke Petroleumdochtlampen vorgesehen, die dann jeden Abend angezündet werden mußten.

Durch die beim jetzigen Ausbau der Schiffahrtstraße erzielte geradlinige Verlängerung der Haffrinne mußten die Papenbake und Keppenortbake, die beide mitten in der neuen Fahrrinne standen, beseitigt werden. Die Befeuerung der Haffrinne durfte hierbei nicht unterbrochen werden. Nach Fortfall dieser beiden Feuer sollte das Papenwassertorfeuer zusammen mit dem Gnagelandoberfeuer die Befeuerung übernehmen. Da das Gnagelandoberfeuer durch den Langen Heinrich und den Schwarzen Peter verdeckt worden wäre, mußten diese in einem Tage beseitigt werden. Für die nur 12 m hohe Keppenortbake bereitete dies keine Schwierigkeiten. Der 38 m hohe Lange Heinrich konnte jedoch in dieser kurzen Zeit nicht regelrecht abgebaut werden. Die hölzerne Bake wurde daher gesprengt. An die vier Eckpfosten und den Mittelstiel wurde je eine Sprengpatrone angebracht, die Versteifungstagen gelöst und zur Sicherheit noch eine Trosse im oberen und unteren Drittel der Bake befestigt. Das andere Ende der Trosse wurde von einem Schlepper an Bord genommen. Während der Schlepper anzog, wurden die Sprengladungen elektrisch gezündet. Auf Abb. 13 ist der Augenblick der Sprengung zu sehen.

Die Bauweise der neuen Feuer. Das Papenwassertorfeuer.

Das Papenwassertorfeuer ist auf dem Patschkamp, einer das Papenwasser im Norden begrenzenden Untiefe, in 2,5 m Wassertiefe errichtet. Der Untergrund ist an den Baustellen des östlichen und westlichen Bauwerks ungefähr gleichartig. Er besteht bis zu einer Tiefe von 10 m unter MW aus sandhaltigem Schlick, darunter folgt mit zunehmender Tiefe fester und gröber werdender Sand. Die Unterbauten beider Bauwerke (Abb. 14) bestehen aus einem auf Pfählen gegründeten Betonsockel. Er ist von einer eisernen Larssenspundwand umgeben und wurde unter Wasserhaltung hergestellt. Der Bauvorgang war folgender: Zunächst wurde die obere Schlickschicht bis 8 m unter Wasser mit einem Eimerbagger entfernt. In die so entstandene Baugrube wurden die Pfähle, die bis 19 m unter Wasser herabreichen, von schwimmender Ramme geschlagen. Besondere Sorgfalt wurde dabei auf die genaue Einmessung des Mittelpfahles, der die Mitte des Bauwerks bezeichnet, verwendet. Die genaue Einmessung, die für die spätere richtige Wirkung des Feuers von großer Wichtigkeit ist, erforderte infolge des Fehlens jedes nahe gelegenen, trigonometrisch eingemessenen Punktes erhebliche feldmesserische Arbeit. Es war notwendig, zunächst mehrere Hilfspunkte am Ufer des Papenwassers, auf der Insel Leitholm, der Keppenort- und der Papenbake herzustellen und einzumessen, von denen dann die unmittelbare trigonometrische Einmessung der Feuer stattfinden konnte. Nach dem Rammen der Pfähle wurde die Spundwand von achteckigem Grundriß nach einer an den Pfählen angebrachten Lehre geschlagen, darauf die Baugrube außerhalb und innerhalb der Spundwand mit Baggersand so weit aufgefüllt, daß die 2,50 m starke Schüttbetonschicht zwischen die Pfähle eingebracht werden konnte. Nach dem Erhärten der Schüttbetonschicht wurde das Wasser innerhalb der Spundwand bis zum Schüttbeton

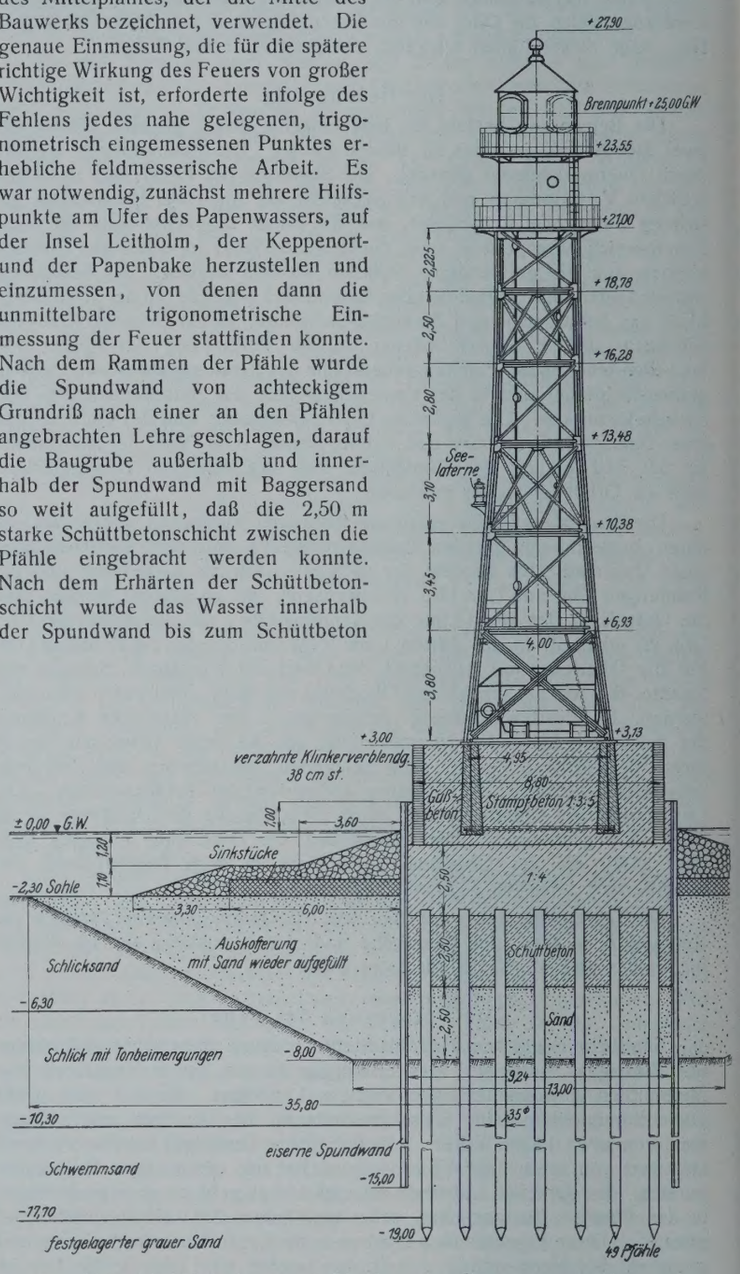
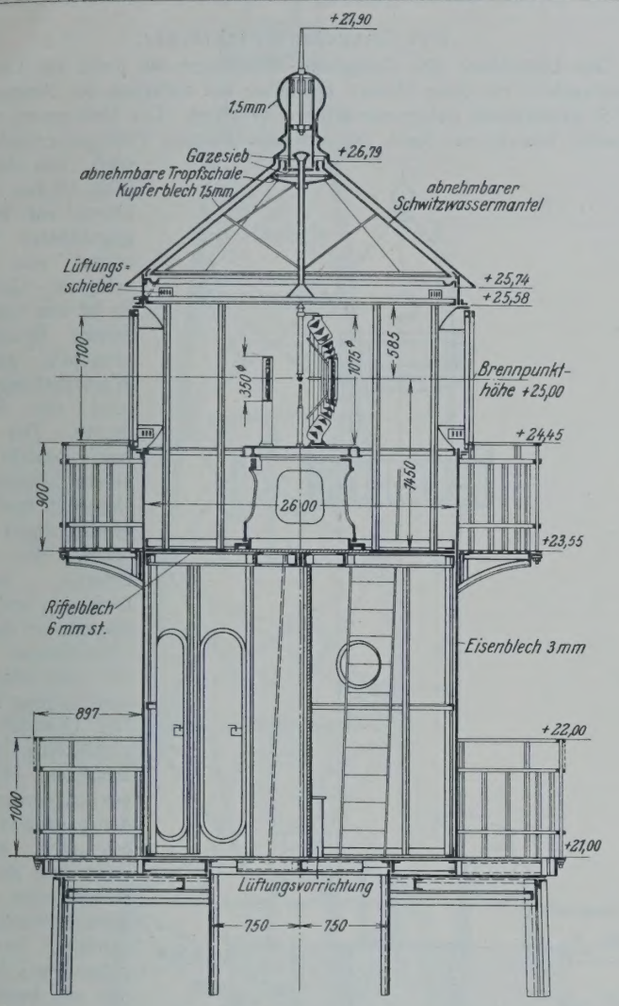
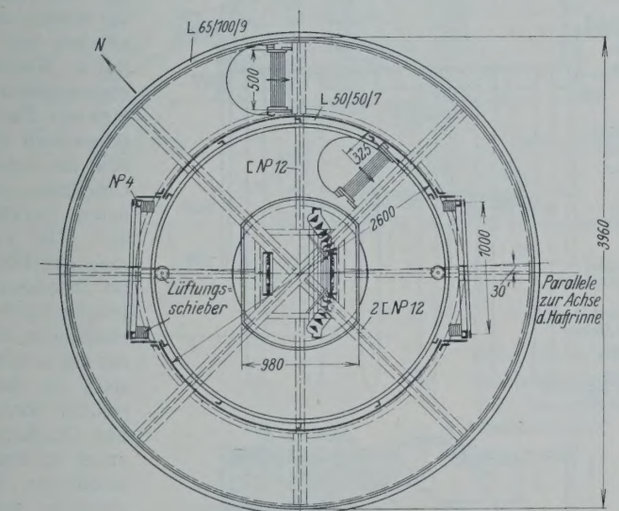


Abb. 14. Unterbau und Oberbau des Papenwassertorfeuers (östliches Bauwerk).

abgesenkt. Die Wasserhaltung bot nach Abdichten durch geringes Verstemmen der Fugen mit Werg keine Schwierigkeiten. Sodann wurden die Pfähle 30 cm über dem Schüttbeton abgeschnitten und der Sockelbeton lagenweise bis 0,5 m unter MW eingebracht. In dieser Höhe setzt der obere Teil des Sockels mit kreisrundem Grundriß von 8,80 m Durchm. an, der bis auf 3 m über MW reicht und mit Klinkern und Granitsteinen verblendet ist. Das Bauwerk ist durch eine bis MW reichende Steinschüttung auf Sinkstücken gegen Eis- und Wellenangriff gesichert. Die Spundwand wurde nach Fertigstellung des Unterbaues etwa 0,80 m über MW abgeschnitten und der Zwischenraum zwischen Spundwand und Sockel mit Beton ausgefüllt.

Auf dem Sockel erhebt sich die vierseitige eiserne Bake. Als Belastung wurde neben Eigengewicht, Schnee und Nutzlast ein Winddruck von 250 kg/m² ebener, senkrecht getroffener Fläche zugrunde gelegt. Der Winddruck auf schräg unter dem Winkel α getroffene Flächen wurde mit $\sin \alpha \cdot 250$ kg/m² senkrechter Projektion und der auf zylindrische





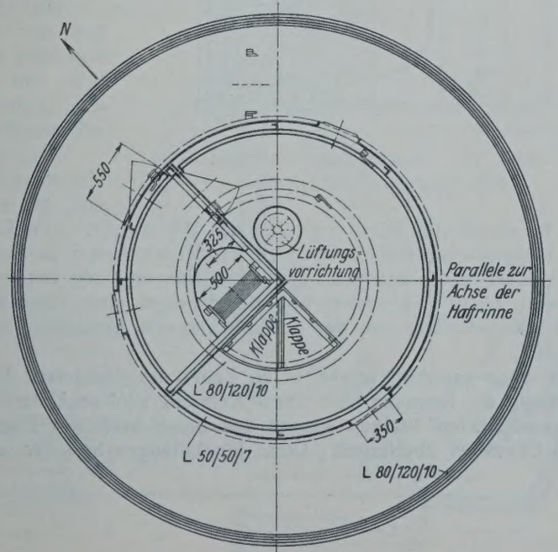


Abb. 15. Laterne des Papenwassertorfeuers (östliches Bauwerk).

Flächen mit 200 kg/m² der Projektion eingesetzt. Für die in Lee liegenden Gerüstseiten wurde die Hälfte dieser Windbelastung angenommen. Aus diesen Annahmen ergibt sich, daß die größten Stabkräfte in den Pfosten bei „Wind über Eck", in den Wandgliedern bei „Wind auf eine Gerüstseite" entstehen. Als höchste Spannung wurden 1000 kg/cm² zugelassen, um die Größe der Schwankungen bei Sturm möglichst klein zu halten. Dies ist für die Lebensdauer der Glühstrümpfe und damit für die Betriebsicherheit des Feuers von Wichtigkeit. Die aus zwei Winkeleisen bestehenden Pfosten des Gerüstes sind nach dem Sehnenvieleck einer Parabel geknickt, durch wagerechte Riegel und gekreuzte Diagonalen versteift und durch je zwei Rundeisenanker an einem einbetonierten Rahmen aus U-Eisen verankert.

Das Gerüst trägt eine eiserne, zylindrische, zweistöckige Laterne mit zwei Umgängen, die ein kupfernes, kegelförmiges Dach mit Abzughaube besitzt. Durch einen geschlossenen, zylindrischen Leiterschacht ist die Laterne mit einer in Höhe des untersten Gerüstfeldes angeordneten Plattform verbunden. Vom Sockel des Unterbaues gelangt man auf einer eisernen Leiter zu dieser Plattform und von ihr durch eine Tür in den Leiterschacht. Er enthält mehrere Zwischendecken, die durch Leitern miteinander verbunden sind. Das eine Viertel der Zwischendecken ist zum Hochziehen schwerer Teile frei gehalten, die Leiterläufe sind gegeneinander so versetzt, daß sie das freie Viertel der Zwischendecken schützen und der Austritt aus den Leitern seitwärts geschieht (s. auch Abb. 28). In der unteren Plattform und im Fußboden des unteren Laternenstockwerks sind unter bezw. über dem freien Viertel des Leiterschachtes zweiteilige Klappen angeordnet. Von der ersten Zwischendecke des Leiterschachtes gelangt man durch eine Tür zum Ortsfeuer. Die oberste Leiter führt in das untere Stockwerk der Laterne. Der Leiteraustritt ist durch eine Wand, die als Windfang dient, gegen den übrigen Teil der Laterne abgetrennt, von dem durch eine Leiter das obere Stockwerk der Laterne erreicht wird. Aus dem Windfang führt eine Tür auf den unteren, von diesem eine Leiter auf den oberen Umgang.

Zu der Bauart der Laterne und des Leiterschachtes sei als Ergänzung zu den Zeichnungen der Abb. 15 folgendes bemerkt. Als tragende Teile sind nur die senkrechten Winkeleisen und die wagerechten Winkeleisenringe angesehen. Diese Teile sind untereinander durch Niete entsprechenden Durchmessers verbunden. An sie ist die 3 mm starke Blechwand durch Niete von 8 mm Durchm. angeheftet, die einzelnen Blechstöße wieder sind durch 5 mm starke Niete wasserdicht miteinander vernietet. Besonderer Wert wurde auch auf wasserdichte Anschlüsse der Laterne und des Leiterschachtes an das Bodenblech des unteren Umganges gelegt. Die untere Begrenzung des Laternenmantels bilden ein äußerer und ein innerer Winkeleisenring; der äußere Ring legt sich auf das gelochte Blech des Umgangs und ist mit ihm in entsprechend enger Teilung vernietet, auf den wagerechten Flansch des inneren Winkeleisenringes ist das Bodenblech der Laterne genietet, das aus Riffelblech besteht. An dem oberen Umgang ist der Laternenmantel nicht durchbrochen, das Bodenblech der oberen Laternenkammer ist auf einem inneren, das des Umgangs auf einem äußeren Winkeleisenring aufgelagert.

Bei der Verbindung der kupfernen Dachhaut und Abzughaube mit der Eisenkonstruktion der Laterne ist auf die verschiedene Wärmedehnung der beiden Metalle und auf ihre verschiedenen elektrischen Eigenschaften Rücksicht genommen. Die Dachhaut ist am oberen Ende auf den Sparren mit Messingschrauben befestigt, die durch Bleiunterlagscheiben gedichtet sind, am unteren Ende ist sie ebenso an einem an den Sparren unterbrochenen Flacheisenring verschraubt, der auf den oberen Winkeleisenring der Laterne aufgekröpft, jedoch nicht mit ihm vernietet ist. Überall, wo Kupfer auf Eisen liegt, ist ein gummierter Leinwandstreifen zur Isolierung zwischen beide Metalle gelegt.

Die Regelung der Luftführung spielt für das ordnungsmäßige Brennen des Gasglühstrumpfes eine entscheidende Rolle, ihr ist daher auch besondere Aufmerksamkeit zugewendet worden. Die Frischluft wird durch Lüftungschieber am unteren Ende des Leiterschachtes zugeführt, steigt im Leiterschacht nach oben, gelangt durch einen besonderen Lüftungschieber in das untere Laternenstockwerk und von hier durch die Austrittöffnung der Leiter und zwei unterhalb der beiden Laternenfenster im Bodenblech angeordnete Lüftungschieber in das obere Stockwerk der Laterne, der außerdem noch durch weitere in der Laternenwand unter der Traufe eingebaute Lüftungschieber Frischluft zugeführt wird. Die vom Brenner nach oben steigende, erwärmte, verbrauchte Luft wird in einem besonderen Entlüftungsrohr in die Abzughaube geleitet. Die übrige angewärmte Luft der Laterne steigt an dem Schwitzwassermantel nach oben in die Abzughaube. Um ein Beschlagen der Laternenfenster zu verhüten, befinden sich unten in den erkerartig vorgebauten Fensterleibungen je zwei Lüftungschieber. Sämtliche Lüftungschieber sind regelbar, die nach außen führenden sind durch eine Schutzkappe gegen Schlagregen und durch abnehmbare Metallgase gegen das Eindringen von Insekten gesichert.

Zu dem gleichen Zwecke sind auch die Außentüren mit einer besonderen Filzdichtung ausgerüstet, deren Einzelheiten Abb. 16 wiedergibt.

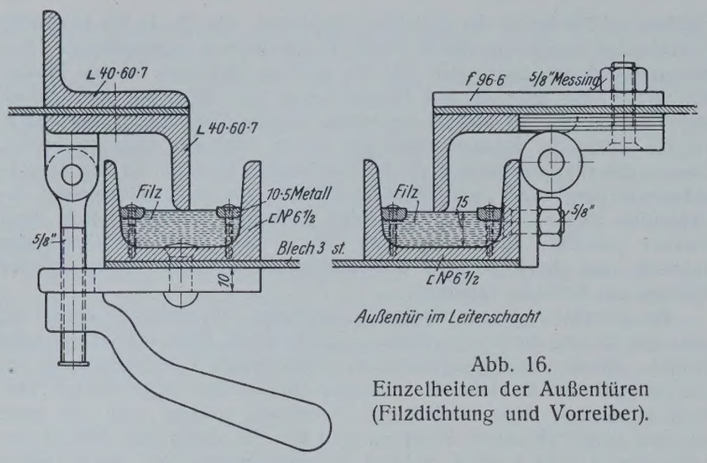


Abb. 16.
Einzelheiten der Außentüren
(Filzdichtung und Vorreiber).

Besondere Erwähnung verdient endlich noch die Entwässerung der Laterne. Das sich am Schwitzwassermantel und der Dachhaut niederschlagende Wasser wird in einer Schwitzwasserrinne gesammelt, in die auch die unter der Abzughaube hängende Tropfschale entwässert. Das Abfallrohr der Schwitzwasserrinne führt in einen Wasserkasten, der durch ein mit einem Gazesieb verschlossenes Rohr das Wasser nach außen leitet. Das Schwitzwasser der Fenster sammelt sich in einer in die Fensterrahmen eingearbeiteten Rinne und wird durch ein Entwässerungsrohr weitergeleitet, das von dem einen Fenster zum obenerwähnten Wasserkasten, von dem anderen Fenster zu einem zweiten, in die Fensterleibung eingebauten besonderen Wasserkasten führt.

Die Lichtquelle und die Leuchten (Abb. 17) sind auf einem gußeisernen Tisch im oberen Stockwerk der Laterne aufgestellt. Als Lichtquelle dient ein Gashängeglühstrumpf von 32 mm Strumpfdurchmesser, der bei einem Gasverbrauch von 40 l/h und einem Brenndruck von 400 mm Wassersäule eine Flächenhelligkeit von rd. 12 HK/cm² besitzt. Die Leuchte in Richtung der Haffrinne, deren Lichtstärke, wie oben erwähnt, rd. 40 000 HK beträgt, besteht aus einer bis zum katadioptrischen Ring K 6 ausgebauten Scheinwerferlinse von 250 mm Brennweite. Die andere Leuchte in Richtung des Papenwasserdurchstichs bildet eine nur bis zum dioptrischen Ring D 3 ausgebaute Scheinwerferlinse von derselben Brennweite, ihre Lichtstärke beträgt rd. 3250 HK. Die Hauptflamme des Glühstrumpfs wird bei Tage durch eine Zünd- und Löschuhr gelöscht und abends an einer dauernd brennenden Zündflamme wieder entzündet. Die Zünd- und Löschuhr ist an der Säule des Tisches angebracht, die Zündflamme in der Mitte der Tischplatte aufgestellt. Auf der Tischplatte befindet sich noch der Brenndruckregler und ein Quecksilberdruckzeiger zum Messen des Ausgangsdrucks des Druckreglers. Der Brenner ist mittels einer Schelle an der Fassung der großen Leuchte befestigt.

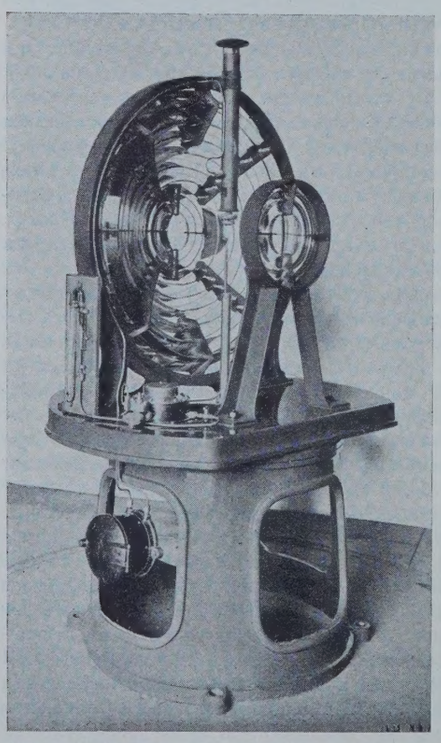


Abb. 17. Ansicht der Leuchten des Papenwassertorfeuers mit Brenner und Tisch.

Das in halber Höhe des Gerüstes angebrachte Ortsfeuer besteht aus einer Seelaterne mit einer Gürtellinse von 100 mm Brennweite, wie sie auch auf Gasleuchttonnen verwendet wird.

Das Gas wird den Brennern aus zwei Gaskesseln zugeführt. Diese Kessel sind auf dem Sockel innerhalb des Gerüstes gelagert und ragen mit ihren Mannlochdeckeln in ein Schutzhäuschen hinein. Zwischen den beiden Kesseln ist an der Wand des Häuschens die Gasschalttafel, die in üblicher Weise ausgebildet ist, angebracht. Der in den Gaskesseln aufgespeicherte Gasvorrat reicht für den Betrieb von fünf Wintermonaten aus.

Das Gnageland-Richtfeuer.

Das Unterfeuer des Gnageland-Richtfeuers ist dicht am Ufer des Papenwassers auf einer kleinen Erhöhung der zwischen der Krampe und der Stepenitzbucht gelegenen Wiesen errichtet. Der Untergrund an der Baustelle besteht aus Sand, der mit zunehmender Tiefe gröber und fester wird. Der Unterbau (Abb. 18) besteht aus einem auf Pfählen gegründeten Betonsockel von rechteckigem Grundriß. Er ist von einer hölzernen Spundwand umgeben, die der Wasserhaltung während des Bauens diente. Der Oberbau besteht aus einem zylindrischen Unterteil und einer zweistöckigen Laterne, die einen unteren, ringsum laufenden und einen oberen, vor dem Laternenfenster über 90 ° sich erstreckenden Umgang besitzt. Der Unterteil dient gleichzeitig als Leiterschacht. Er wird aus acht senkrechten, den ganzen Oberbau tragenden Winkeleisen und dem umschließenden 3 mm starken Blechmantel gebildet. Zur Formgebung des Mantels und zur Aussteifung der senkrechten Winkeleisen sind wagerechte Winkeleisenringe angeordnet, den gleichen Zweck erfüllen auch die beiden im Innern des Unterteils angeordneten Zwischendecken. Die Verankerung des Oberbaues im Betonsockel geschieht durch Rundeisenanker, die oben mit einem Schmiedestück an die senkrechten Winkeleisen des Oberbaues und unten an einen einbetonierten Winkeleisenring angreifen.

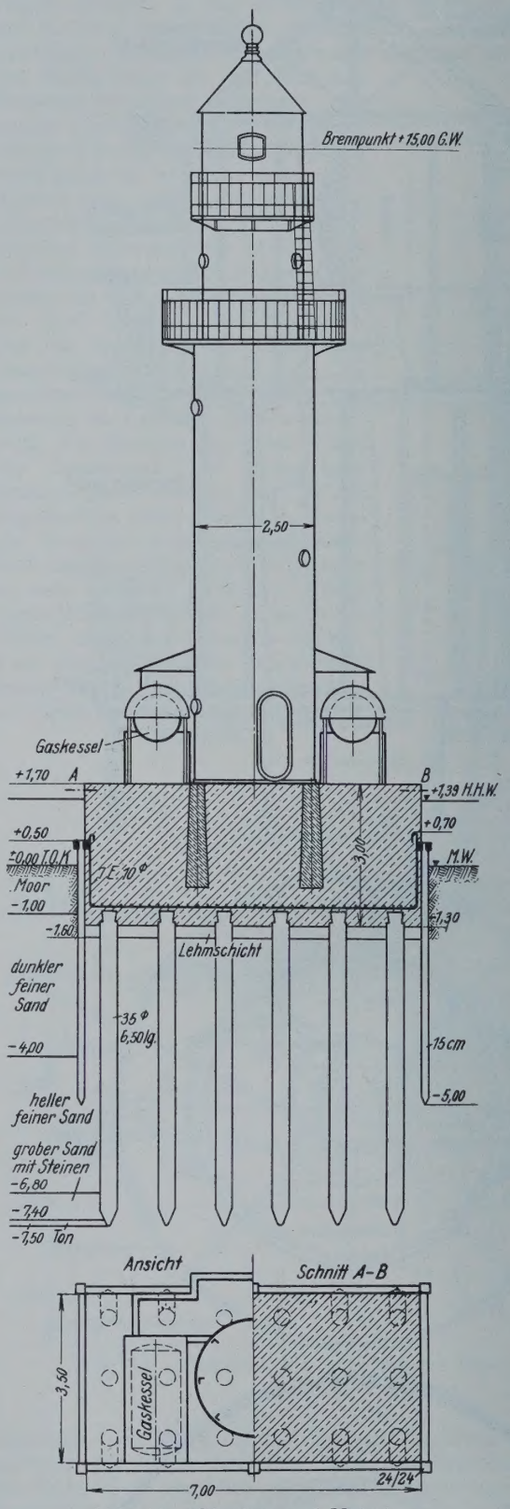


Abb. 18. Oberbau und Unterbau des Gnageland-Unterfeuers.

Die Einzelheiten der Konstruktion sind grundsätzlich die gleichen wie beim Papenwassertorfeuer.

Als Leuchte des Unterfeuers dient eine bis zum Katadiopter K_2 ausgebaute Linse von 250 mm Brennweite. Die Lichtquelle ist ein Hängeglühstrumpf G. G. 16. Er wird mit einem Brenndruck von 1500 mm Wassersäule betrieben, hat einen Gasverbrauch von etwa 35 l/h bei festem Licht und besitzt mit Kugelspiegel eine Flächenhelligkeit von 38 HK/cm². Die von der Leuchte erzeugte Lichtstärke beträgt rd. 40 000 HK.

Wie oben erwähnt, zeigen beide Feuer des Gnageland-Richtfeuers gleichgängig die Kennung Ubr. Diese Kennung wird am Unterfeuer durch einen gewöhnlichen Blinker erzeugt und durch besondere Einrichtungen auf das Oberfeuer übertragen. Diese Einrichtungen bestehen aus einem

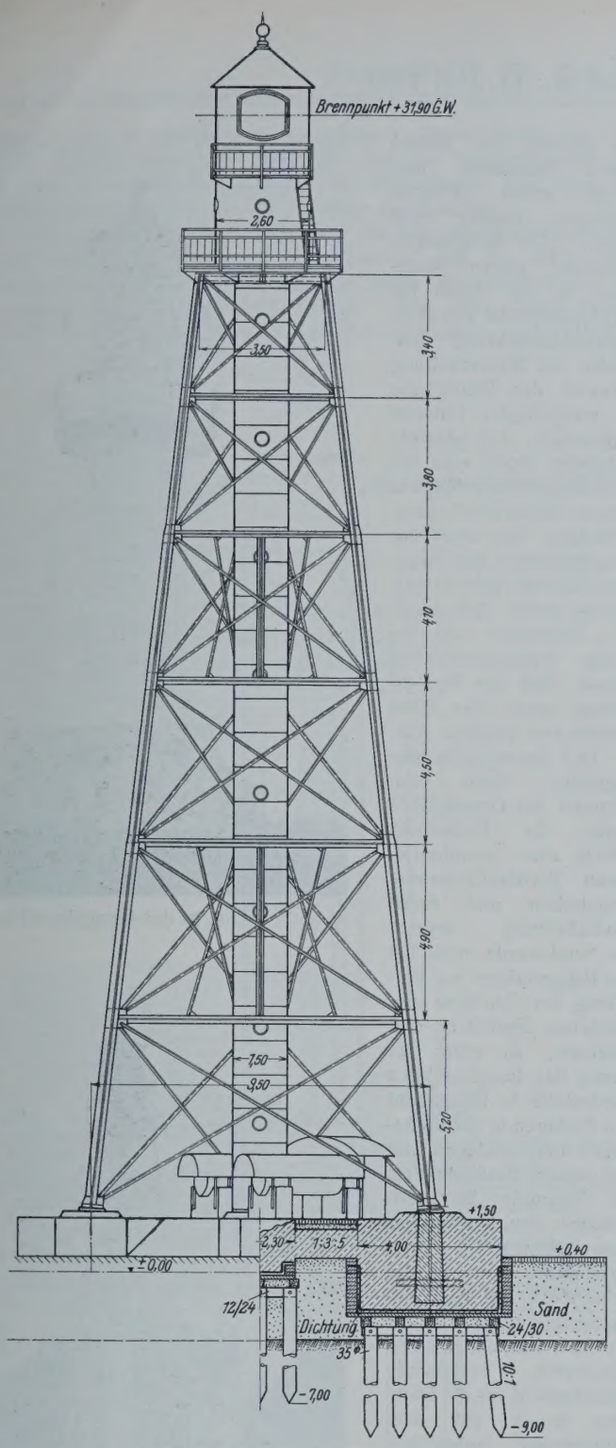
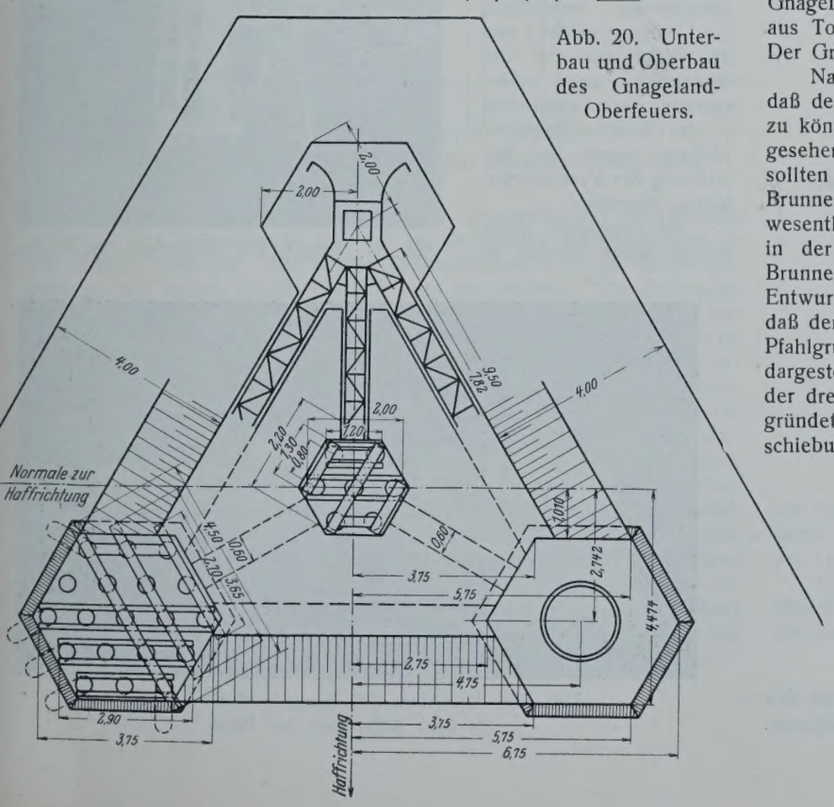


Abb. 20. Unterbau und Oberbau des Gnageland-Oberfeuers.



Quecksilberkippröhrchen am Unterfeuer, einem mit diesem durch Kabel verbundenen Elektromagnetventil am Oberfeuer und der Stromquelle. Das Quecksilberkippröhrchen ist mit der Membran des Blinkers so verbunden, daß bei den Bewegungen der Membran das Kippröhrchen dann den Strom schließt, wenn der Blinker die Gaszufuhr zum Brenner absperrt, und den Strom dann öffnet, wenn der Blinker die Gaszufuhr freigibt. Im Augenblick des Stromschlusses sperrt das Elektromagnetventil die Gaszufuhr zum Brenner des Oberfeuers, im Augenblick der Stromöffnung gibt das Ventil die Gaszufuhr wieder frei. Da für die Betätigung des Ventils eine gewisse, allerdings sehr kurze Zeit notwendig ist, und außerdem zwischen dem Öffnen des Blinkers bezw. des Ventils und dem Zünden der Brenner eine je nach dem Gasverbrauch jedes Brenners und der Länge der Rohrleitung bis zum Brenner verschieden lange Zeit liegt, ist das Kippröhrchen so gelagert, daß durch eine Änderung seines Kippwinkels diese Zeitunterschiede ausgeglichen werden können und beide Feuer durchaus gleichzeitig aufleuchten und verlöschen. Als Stromquelle dient

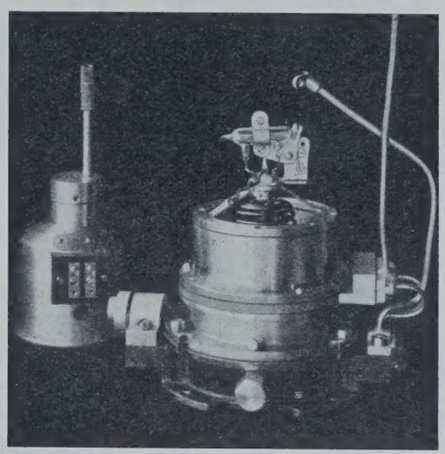


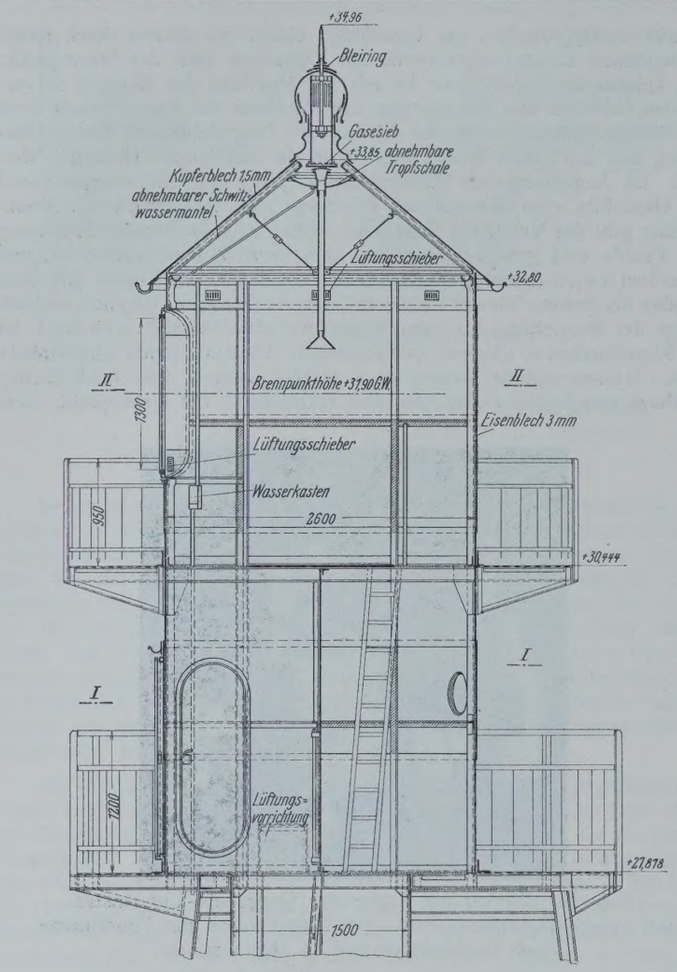
Abb. 19. Blinker mit Regler des Gnageland-Unterfeuers mit Quecksilberkippröhrchen. (Die Schutzkappe mit Zündflamme und Anschlußklemmen ist abgenommen.)

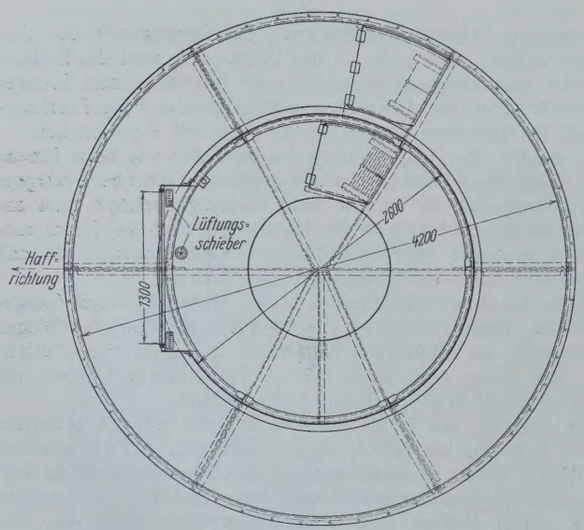
eine kleine, tragbare Akkumulatorenbatterie. Bei Störungen in der Verbindungsleitung beider Feuer oder in der Stromquelle wird das Elektromagnetventil des Oberfeuers nicht betätigt, die Gaszufuhr zum Brenner also nicht unterbrochen, das Oberfeuer zeigt in diesem Falle Festfeuerkennung. Abb. 19 zeigt eine Ansicht des Blinkers mit Kippröhrchen.

Bei Tage werden die Hauptflammen beider Feuer wie beim Papenwassertorfeuer durch Zünd- und Löschuhren gelöscht. Damit bei etwaigem Schluß in der Leitung sich die Batterie nicht vorzeitig erschöpft, wird am Tage durch die Zünd- und Löschuhr des Unterfeuers auch der Strom ausgeschaltet. Dies geschieht zur Vermeidung von Löschfunken in der mit Gas angefüllten Uhr durch ein Quecksilberkippröhrchen.

Die Baustelle des Gnageland-Oberfeuers liegt im Walde östlich Gnageland im Bezirk der Oberförsterei Stepenitz, etwa 200 m südlich des Weges Gnageland—Stepenitz am Rande einer Waldwiese. Der Untergrund besteht aus Ton, der von einer etwa 7,0 m starken Torfschicht überlagert ist. Der Grundwasserspiegel liegt nur wenig unter Gelände.

Nach dem Befunde des Tones bei der Bohrung war zu erwarten, daß der Ton zu hart sei, um Pfähle bis zur notwendigen Tiefe rammen zu können. Es war daher im ersten Entwurf eine Brunnengründung vorgesehen. Die drei Pfosten der dreiseitigen Bake und der Leiterschacht sollten auf je einem Brunnen aus Klinkermauerwerk gegründet, die Brunnen bis auf die Tonschicht abgesenkt werden. Da diese Gründungsart wesentlich teurer geworden wäre als eine Pfahlgründung und Baumreste in der Torfschicht vermutet werden mußten, die das Absenken der Brunnen sehr erschwert hätten, wurde vor Aufstellung des endgültigen Entwurfs eine Proberammung vorgenommen. Dabei stellte sich heraus, daß der Ton wesentlich weicher, als ursprünglich angenommen, und eine Pfahlgründung durchaus möglich war. Es wurde daher die in Abb. 20 dargestellte Gründungsart ausgeführt. Sie besteht aus vier unter jedem der drei Pfosten und dem Leiterschacht auf verzimmerten Pfahlrosten gegründeten Betonsockeln von sechseckigem Grundriß. Um eine Verschiebung der drei Auflager des Gerüstes zu verhüten, sind die drei Ecksockel unter sich und mit dem Mittelsockel durch kräftige Eisenbetonbalken verbunden, deren Bewehrung aus vier untereinander vergitterten Winkeleisen besteht. Zur Erhöhung der Standsicherheit des Bauwerkes und zur Aufnahme der aus dem Winddruck herrührenden wagerechten Auflagerkräfte ist die Torfschicht durch eine Sandschüttung ersetzt worden, die bis zur Oberkante der Versteifungsbalken hochgeführt und abgepflastert ist. Sie bewirkt gleichzeitig einen gewissen Schutz





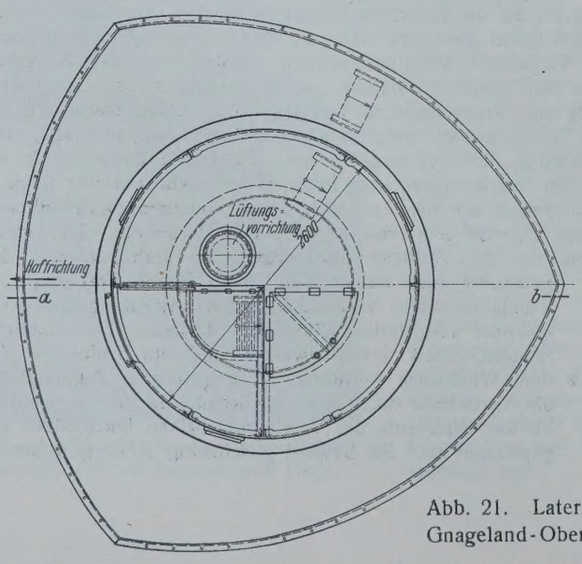


Abb. 21. Laterne des Gnageland-Oberfeuers.

des Betons der Sockel gegen Moorsäure und schafft einen sicheren trockenen Zugang zum Feuer. Zur endgültigen Sicherung gegen Moorsäure ist der Beton bis zur Geländehöhe von einer Asphaltbleidichtung umgeben. Zur Wasserhaltung während des Baues war im endgültigen Entwurf vorgesehen, die gesamte Baugrube durch eine bis in die Tonschicht reichende eiserne Spundwand abzuschließen. Bei einer vor Inangriffnahme des Baues ausgeführten Probewasserhaltung stellte sich jedoch die Torfschicht als so wenig wasserdurchlässig heraus, daß die Wasserhaltung auch ohne diese Spundwand möglich war.

Der Bauvorgang war folgender: Nach dem Rammen der Grundpfähle wurde die Torfschicht mittels einer handbetriebenen Torfstechmaschine ausgehoben und durch Sandschüttung ersetzt. Der Sand wurde einer bei den Baggerungen zur Vertiefung der Fahrrinne entstandenen Spülfläche entnommen, an einer für diesen Bau hergerichteten Landestelle in Gnageland von Prahmen in Feldbahnwagen umgeschlagen und auf einem Feldbahngleis zur Baustelle befördert. Sodann wurden unter Wasserhaltung die Pfähle verzimmert und der Bohlenbelag auf die Pfahlroste aufgebracht. Die aus ein Stein starkem Klinkermauerwerk bestehende Schutzschicht für die Dichtung wurde auf dem Bohlenbelag aufgeführt, die Dichtung geklebt und der Beton bis zur Geländehöhe unter Aussparung der Ankerlöcher für das Gerüst eingebracht. Alsdann wurde die Bewehrung der Versteifungsbalken eingebaut.

Die sämtlichen Gründungsarbeiten wurden im

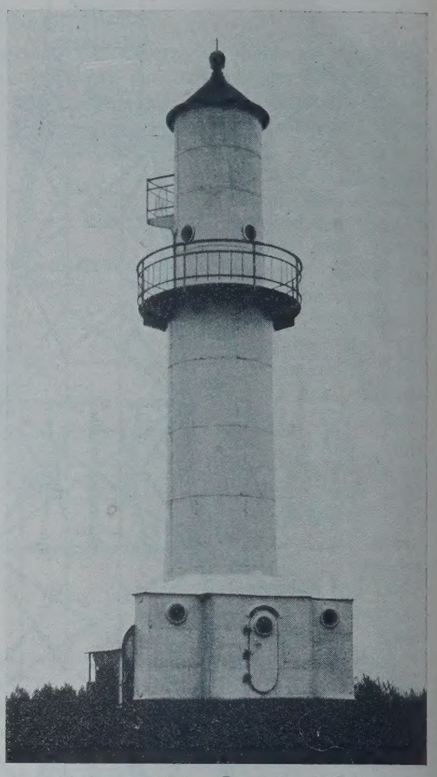


Abb. 22. Ansicht des Gnageland-Unterfeuers.

Abb. 24. Ansicht des Gnageland-Oberfeuers.

Abb. 23. Unterbau des Gnageland-Oberfeuers vor dem Aufstellen der Bake.

Eigenbetriebe der Bauverwaltung ausgeführt. Diese Maßnahme war wegen der Abgelegenheit der Baustelle, der bei Inangriffnahme der Arbeiten noch nicht restlosen Klärung der Einzelheiten und dem verhältnismäßig geringen Umfange der Arbeiten zweckmäßig.

Die dreiseitige eiserne Bake trägt wie die des Papenwassertorfeuers eine geschlossene, zweistöckige, eiserne Laterne und ist durch einen Leiterschacht zugänglich. Ihre Ausbildung sowie die Einzelheiten der Laterne gehen aus Abb. 20 u. 21 hervor. Die oben beim Papenwassertorfeuer besprochenen grundsätzlichen Anordnungen sind auch beim

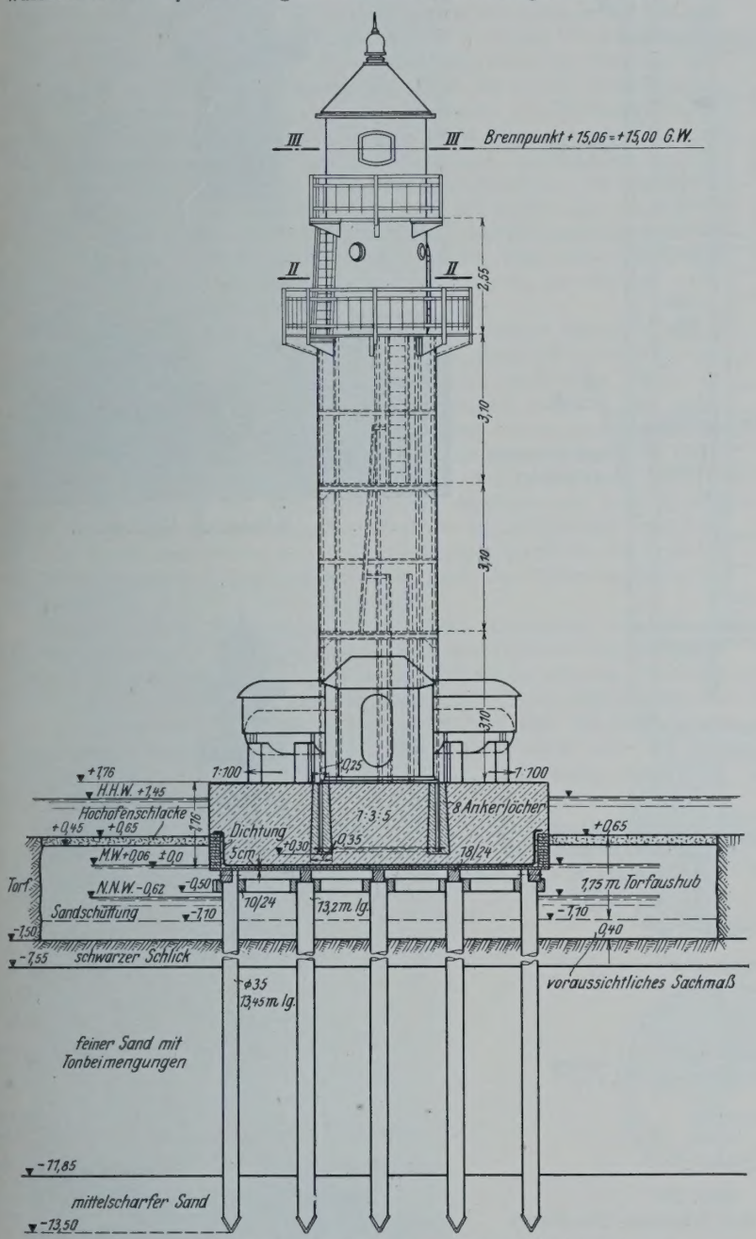


Abb. 25. Unterbau und Oberbau des Schanzen-Unterfeuers.

Gnagelandoberfeuer berücksichtigt. Eine grundsätzliche Abweichung weist nur der Leiterschacht auf. Er ist durch zwei Dehnungsfugen in drei Schüsse unterteilt. Die beiden oberen Schüsse sind am Gerüst aufgehängt, der untere Schuß ruht auf dem Betonsockel. Die Dehnungsfugen sind durch kupferne Wulstringe überdeckt. Diese Maßnahme soll unzulässige Beanspruchungen des Leiterschachtes und der Pfosten verhüten, falls sich bei plötzlichen Temperaturänderungen die Eisenteile des Gerüstes schneller abkühlen oder erwärmen als die des Leiterschachtes, die wegen der warmen oder kalten Luft im Leiterschacht diesem Temperaturwechsel nicht so schnell folgen können. Beim Papenwassertorfeuer war diese Maßnahme nicht notwendig. Einmal ist die Gesamtlänge des Leiterschachtes wesentlich geringer als beim Gnagelandoberfeuer, und zweitens ruht der Leiterschacht nicht auf einem festen Auflager, sondern auf Trägern auf, die eine größere oder geringere Durchbiegung erleiden können, ohne unzulässig beansprucht zu werden.

Die Leuchte des Gnagelandoberfeuers ist eine Scheinwerferlinse von 250 mm Brennweite, die bis zum katadioptrischen Ring K6 ausgebaut ist. Als Lichtquelle dient ein Flüssiggas-Hängeglühlichtbrenner P3, der

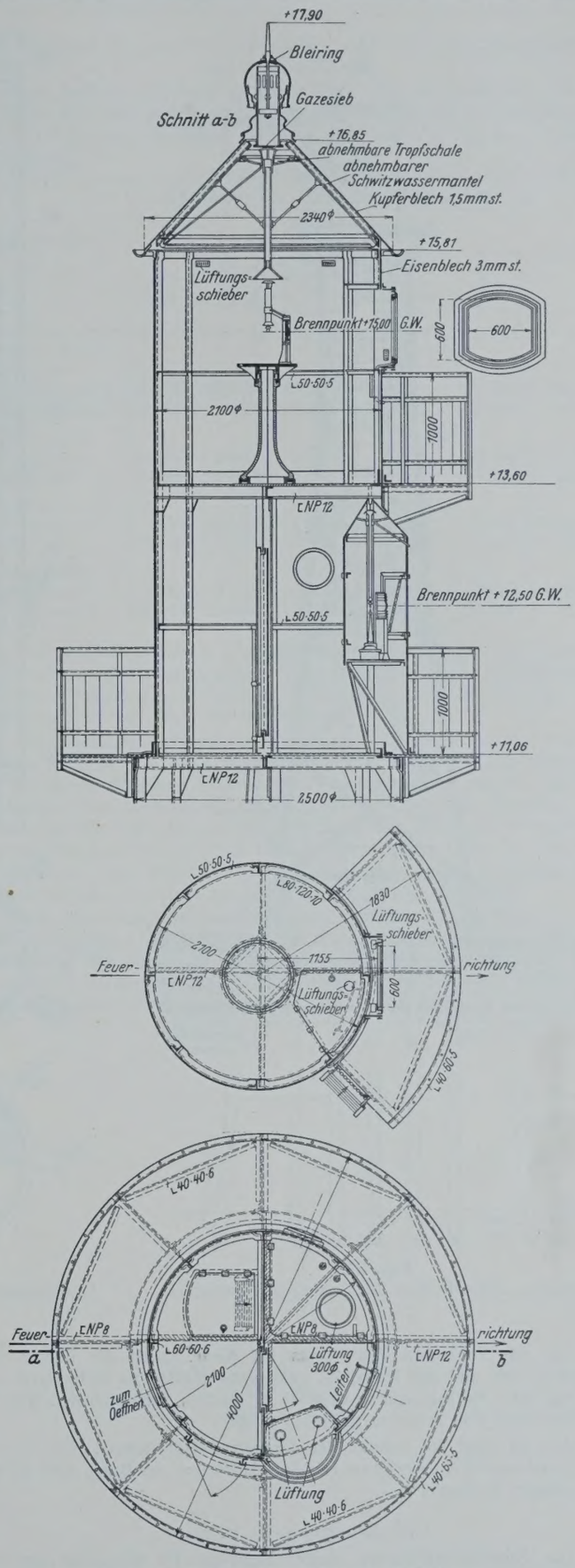


Abb. 26. Laterne des Schanzen-Unterfeuers.

bei einem Gasverbrauch von rd. 10 l/h und 1500 mm Wassersäule Brenndruck eine Flächenhelligkeit von rd. 20 HK/cm² besitzt. Die Lichtstärke der Leuchte beträgt rd. 80000 HK.

Die Gasvorratskessel ragen wie beim Papenwassertorfeuer mit ihren Mannlochdeckeln in ein Bedienungshäuschen hinein. Sie sind beiderseits des Leiterschachtes in Betonsockeln gelagert.

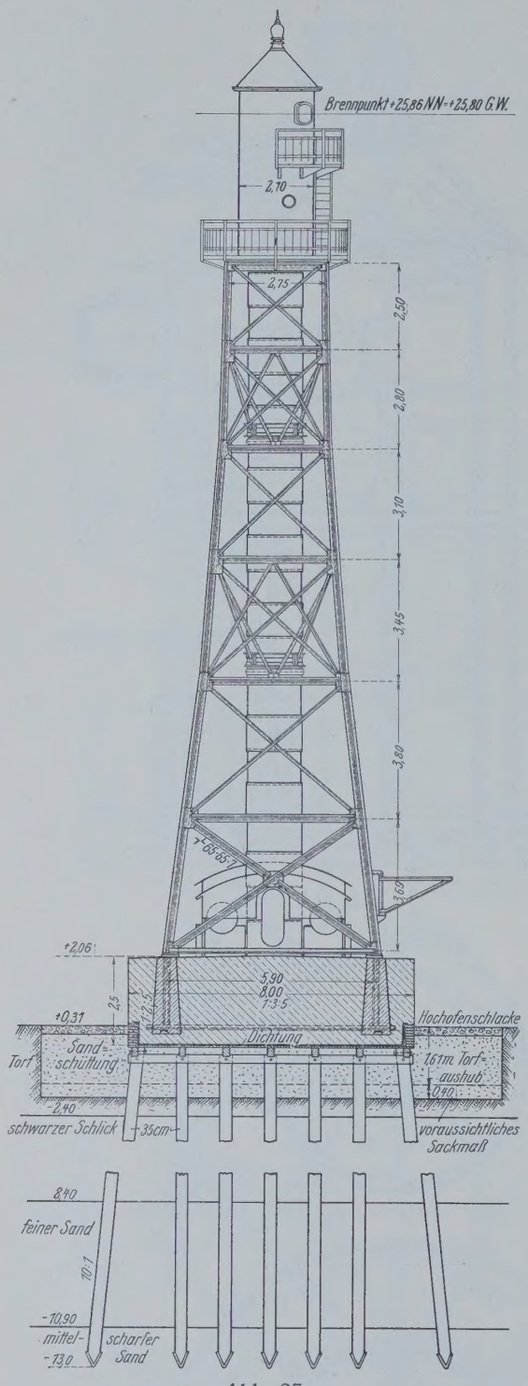


Abb. 27.
Unterbau und Oberbau des Schanzen-Oberfeuers.

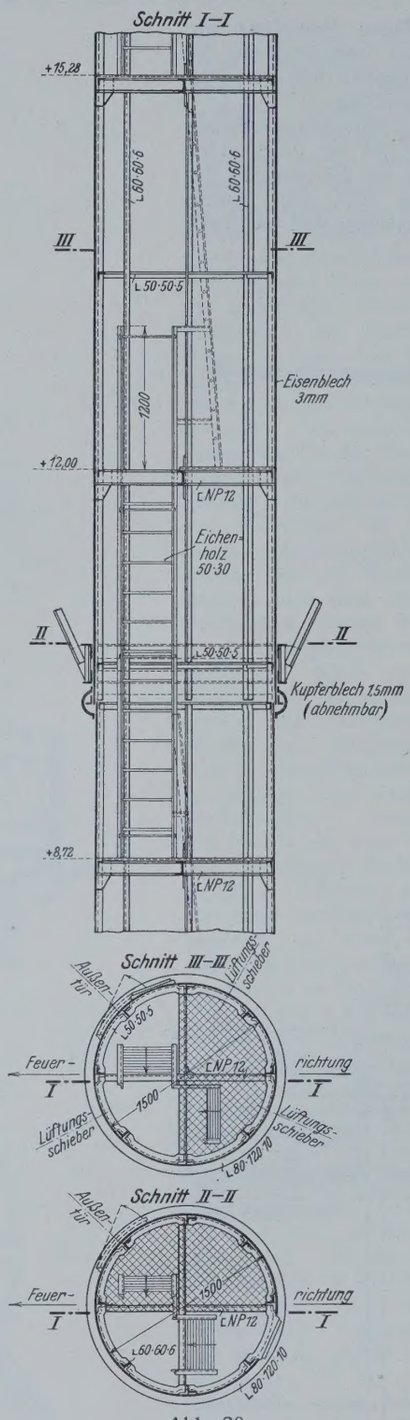


Abb. 28.
Leiterschacht des Schanzen-Oberfeuers.

Abb. 29. Schwabach-Unterfeuer.

Abb. 30. Schwabach-Oberfeuer.

Um ein Verdecken des Feuers bei Nacht durch die Bäume des zwischen ihm und der Fahrrinne gelegenen Waldes zu verhindern und um die Bake als Tagesmarke sichtbar zu machen, ist durch den Wald in der Richtlinie eine Schneise gehauen worden.

Abb. 22 zeigt die Ansicht des Gnageland-Unterfeuers, Abb. 23 die des Unterbaues des Oberfeuers vor dem Aufstellen der Bake, Abb. 24 die des fertigen Bauwerks.

Das Schanzen-Richtfeuer.

Das Schanzen-Richtfeuer, dessen Bauwerke im folgenden noch beschrieben werden sollen, stellt die Regelausführung der übrigen Richtfeuer dar, soweit sie auf dem Lande errichtet werden. Die Bauwerke dieser Richtfeuer unterscheiden sich voneinander nur durch die nach den örtlichen Verhältnissen der Richtlinien verschiedenen Feuerhöhen der Oberfeuer.

Das Schanzen-Unterfeuer ist dicht binnen des die Pölitzer Wiesen umschließenden Deiches errichtet, es ist vom Deiche aus auch bei höheren Wasserständen stets sicher zu erreichen.

Der Untergrund an der Baustelle besteht aus Sand, er ist in seinen oberen Schichten mit Schlick vermischt, wird mit zunehmender Tiefe gröber und fester und ist von einer Torfschicht überlagert. Ähnliche Untergrundverhältnisse finden sich auch an den Standorten der übrigen Feuer.

Der Unterbau (Abb. 25) besteht aus einem auf verzimmerten Pfahlrost gegründeten Betonsockel von quadratischem Grundriß, dessen eine Diagonale in der Richtlinie liegt. Die Pfähle stehen bis auf einen Teil der Randpfähle senkrecht. Die Schrägpfähle dienen zur Aufnahme der aus Wind herrührenden wagerechten Kraft. Bis zur Geländehöhe ist der Beton in eine Asphaltbleidichtung zum Schutze gegen Moorsäure eingebettet, die Dichtung ist auf den Bohlenbelag des Pfahlrostes gelegt und an eine den Betonsockel umschließende Klinkerschutzschicht geklebt. Der Betonsockel ist bis 30 cm über HHW hochgeführt. Er trägt den wie beim Gnageland-Unterfeuer aus einem zylindrischen Unterteil und einer zweistöckigen Laterne bestehenden eisernen Turm sowie die Gaskessel

nebst Bedienungshäuschen. Das Schanzen-Unterfeuer besitzt zwei Feuer. Das eine dient für die Befeuerung der Richtlinie, das andere gibt bis zur Inbetriebnahme des neuen Pölitz-Richtfeuers und des Quermarkenfeuers Damansch Quermarken für den Übergang von der Schanzen- in die alte Pölitz-Linie. Das Feuer für die Richtlinie ist im oberen Stockwerk der Laterne auf einem gußeisernen Tisch aufgestellt. Es besitzt als Leuchte eine bis zum Diopter D1 ausgebaute Linse von 150 mm Brennweite, deren Lichtstärke rd. 1700 HK beträgt. Als Lichtquelle dient ein Hängeglühstrumpf P3, der mit einem Brenndruck von 400 mm Wassersäule und einem Gasverbrauch von rd. 6 l/h eine Flächenhelligkeit von rd. 10 HK/cm² entwickelt. Das Feuer zeigt dieselbe Kennung wie das Gnageland-Unterfeuer. Ebenso wie dieses ist es mit Vorrichtungen für die elektrische Kupplung mit dem Oberfeuer zur Erzielung gleichgängiger Kennungen ausgerüstet. Das Quermarkenfeuer auf dem Schanzen-Unterfeuer befindet sich in einem erkerartigen Ausbau der unteren Laternenkammer. Als Leuchte dient eine Gürtellinse von 150 mm Brennweite, die eine Lichtstärke von rd. 500 HK für weißes und rd. 80 HK für rotes Licht besitzt. Die Lichtquelle ist ein Hängeglühstrumpf P3, sein Brenndruck beträgt 1500 mm Wassersäule, sein stündlicher Gasverbrauch rd. 10 l und seine Flächenhelligkeit rd. 20 HK/cm². Die Kennung der Quermarke ist F. w. & r.

Das Schanzen-Oberfeuer (Abb. 27) ist in den Pölitzer Wiesen rd. 660 m südsüdwestlich des Unterfeuers errichtet. Der Untergrund an der Baustelle ist von ähnlicher Beschaffenheit wie an der des Unterfeuers. Auch die Gründung ist, abgesehen von den Abmessungen, dieselbe wie beim Unterfeuer. Das vierseitige eiserne Gerüst des Feuers weist eine dem Papenwassertorfeuer ähnliche Bauweise auf. Es besitzt wie dieses einen geschlossenen zylindrischen Leiterschacht und eine zweistöckige Laterne. Der von der Laterne bis zum Betonsockel durchgehende Leiterschacht (Abb. 28) ist wie beim Gnageland-Oberfeuer in drei Schüsse unterteilt. Die Gaskessel sind beiderseits des Leiterschachtes innerhalb des Gerüstes auf dem Besonsockel gelagert, auf dem auch das Bedienungshäuschen aufgestellt ist.

Die Lichtquelle des Feuers ist, wie beim Unterfeuer, ein Hängeglühlichtbrenner P 3. Auch sein Brenndruck und Gasverbrauch und seine Flächenhelligkeit stimmen mit denen des Unterfeuers überein. Dieselben Brennerwerte werden auch für alle übrigen Richtfeuer angewendet, um den Betrieb möglichst weitgehend zu vereinfachen und möglichst wenig Ersatzbrenner vorhalten zu müssen. Als Leuchte dient eine bis zum Katadiopter K_1 ausgebaute Linse von 150 mm Brennweite. Ihre Lichtstärke beträgt rd. 3750 HK.

In Abb. 29 u. 30 ist eine Ansicht der fertigen Bauwerke des Schwabach-Richtfeuers, denen das Schanzen- und die übrigen Richtfeuer gleichen, wiedergegeben. Ihre Formgebung dürfte auch in künstlerischer Hinsicht befriedigen.

Die Baukosten und die Betriebs- und Unterhaltungskosten der neuen Feuer.

Zum Schluß seien noch einige Angaben über die Baukosten und die jährlichen Betriebs- und Unterhaltungskosten der einzelnen Feuer gemacht.

Die Baukosten der Feuer sind aus nachstehender Zusammenstellung zu ersehen:

Name des Feuers	Baukosten in R.-M. (abgerundet)					Baujahr
	Unterbau	Oberbau	Gasversorgungsanlage, Brennereinrichtung, Leuchte usw.	Sonstiges (Grunderwerb, Zuwegung, Einfriedigung usw.)	Summe	
Papenwassertorfeuer						
Östl. Bauwerk	66 500	19 500	12 500	2 500	101 000	1924 bis 1926
Westl. Bauwerk	66 500	19 500	12 500	2 500	101 000	
Gnageland						
Unterfeuer	13 000	19 000	7 000	1 000	40 000	1925 bis 1926
Oberfeuer	44 500	23 000	8 000	2 000	77 500	
Schanzen						
Unterfeuer	8 000	16 000	7 000	1 000	32 000	1926 bis 1927
Oberfeuer	22 000	24 000	8 000	1 500	55 500	
Schwabach						
Unterfeuer	7 000	12 500	7 000	1 500	28 000	1926 bis 1927
Oberfeuer	23 000	23 000	8 000	2 500	56 500	

Die Baukosten eines der gewöhnlichen Richtfeuer des Stettiner Bezirks, die in der Zusammenstellung durch das Schanzen- und Schwabach-Richtfeuer vertreten sind, betragen demnach nach den Preisen der Jahre 1926 und 1927 im Mittel rd. 86 000 R.-M.

Die jährlichen sächlichen Betriebskosten eines Richtfeuers bestehen in den Ausgaben für die Lieferung und das Überfüllen von Flüssiggas, für die Beschaffung von Glühstrümpfen und Putzzeug und für das Aufladen der etwa vorhandenen Batterien für die elektrische Kupplung. Die Kosten für die Lieferung und das Überfüllen von Flüssiggas betragen bei einem jährlichen Gasverbrauch beider Feuer von rd. 165 kg rd. $165 \cdot 3{,}00 = 495$ R.-M., die übrigen Kosten rd. 55 R.-M. Die gesamten Betriebskosten belaufen sich also für ein Richtfeuer auf rd. 550 R.-M.

Die jährlichen Unterhaltungskosten gliedern sich in solche für den Unterbau, den Oberbau, die Gasversorgungsanlage und Brennereinrichtung und Sonstiges. Sie betragen für ein Richtfeuer rd. 450 R.-M., also rd. 0,5 % der Bausumme. Die gesamten Jahreskosten eines Richtfeuers erreichen somit eine Höhe von rd. 1000 R.-M.

Die Ausführung von Grundwasserabsenkungen mit Tiefbrunnenpumpen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaumeister a. D. Dr.-Ing. **W. Sichardt,** Oberingenieur der Siemens-Bauunion.

Die Anwendung von Tiefbrunnenpumpen bei der Durchführung von Grundwasserabsenkungen hat seit dem Herbst 1927 solche Fortschritte gemacht, daß es von Interesse sein dürfte, über diese Entwicklung, über die dadurch erzielten Verbesserungen in der Absenkungstechnik und damit der Gründungstechnik, sowie über die sich aus diesen Fortschritten ergebenden neuen Anwendungsmöglichkeiten der Grundwasserabsenkung im Tiefbau zusammenhängend zu berichten.

Abb. 1.

I. Vergleich zwischen Tiefbrunnen- und Staffelsenkung.

Eine Neuerung — und eine solche stellt die Verwendung des Tiefbrunnenpumpenbetriebes in der Absenkungstechnik dar — kann sich endgültig nur dann behaupten, wenn ein wirtschaftlicher Erfolg durch sie sichergestellt ist. Ein solcher Erfolg ist in vielen Fällen gegenüber der Staffelsenkung zu erreichen; es wäre jedoch unrichtig, zu behaupten, daß unter allen Umständen die Tiefbrunnensenkung der Staffelsenkung überlegen ist. Beide Absenkungsarten sind von mir schon an anderer Stelle in dieser Zeitschrift[1]) einander gegenübergestellt worden. Den damaligen Ausführungen ist noch hinzuzufügen, daß die Entscheidung darüber, welche Absenkungsart heute zu wählen ist, ganz von der besonderen Eigenart des betreffenden Tiefbaues abhängig ist, nachdem grundsätzlich erwiesen ist, daß das neue Absenkungsverfahren technisch so durchgebildet ist, daß es den an die Betriebsicherheit einer Grundwasserabsenkungsanlage zu stellenden Anforderungen gerecht wird. Welche Gesichtspunkte bei der Wahl des Absenkungsverfahrens zu beachten sind, je nach der Lage der örtlichen Verhältnisse, läßt sich an Hand der nachfolgenden Abbildungen und Erläuterungen über einige wichtige Aufgaben der Absenkungstechnik erkennen, wenn auch bestimmte feststehende Regeln nicht aufgestellt werden können.

[1]) W. Sichardt, Über Tiefsenkungen des Grundwasserspiegels, „Die Bautechnik" 1927, Heft 47, 49 u. 50.

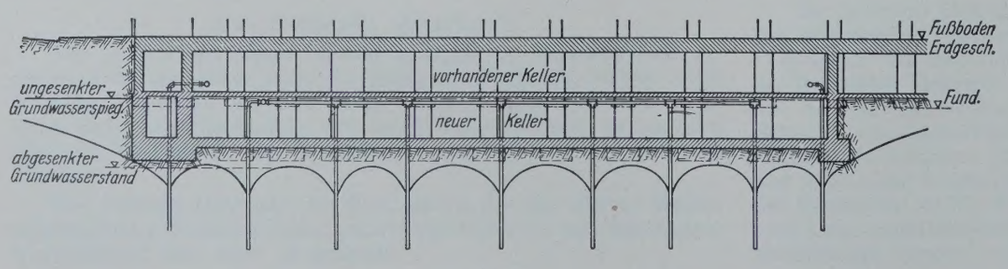
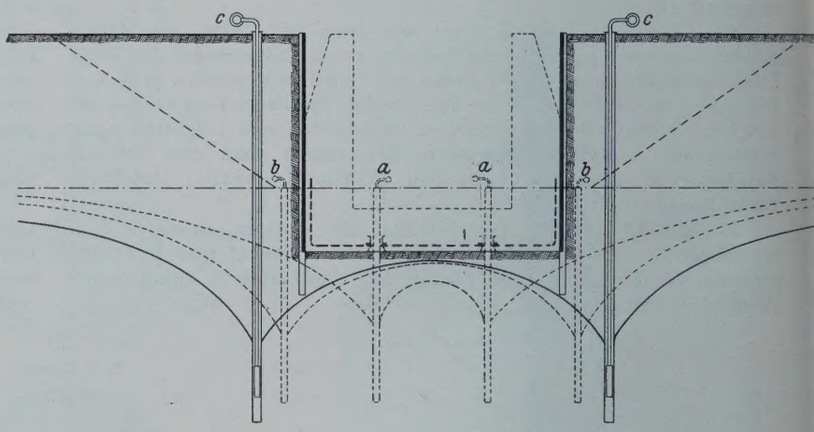


Abb. 2.

a) Flachsenkungen.

Abb. 1 zeigt die Grundwasserabsenkungsanlage für den nachträglichen Einbau einer Heizkelleranlage in dem Hochhaus am Knie, Berlin-Charlottenburg, Hardenbergstraße. Es war hier möglich, die Brunnen — mit Ausnahme eines einzigen — außerhalb der Baugrube anzuordnen, weil der ungesenkte Grundwasserspiegel nur etwa 0,50 m unter Kellersohle anstand und die rd. 2 m betragende Absenkung mit einer Staffel zu erreichen war. Die vorhandenen Kellerräume boten Platz für die Saugleitungen und die Pumpstation. Durch diese Anordnung wurde die Baugrube selbst weitgehend von der Wasserhaltungseinrichtung frei gehalten, und die bei Anordnung der Brunnen innerhalb der Baugrube notwendigen Brunnentöpfe entfielen. Demgegenüber hätte die Anwendung von Tiefbrunnen mit Tiefbrunnenpumpen hier keinen Vorteil gebracht. Man hätte auch dann die Brunnen außerhalb der Baugrube unter Vermeidung von Brunnentöpfen anordnen können, hätte aber bei gleicher Leistung höhere Gerätekosten aufwenden müssen, ein Mehraufwand, dem keine Ersparnisse an anderer Stelle gegenübergestanden hätten.



a = Brunnen im Staffelbetrieb innerhalb der Baugrube (Brunnentöpfe notwendig).
b = Brunnen im Staffelbetrieb außerhalb der Baugrube (besondere Erdarbeiten notwendig).
c = Tiefbrunnen außerhalb der Baugrube.

Abb. 3. Beispiel einer Flachsenkung im freien unbebauten Gelände mit tiefliegendem Grundwasserspiegel.

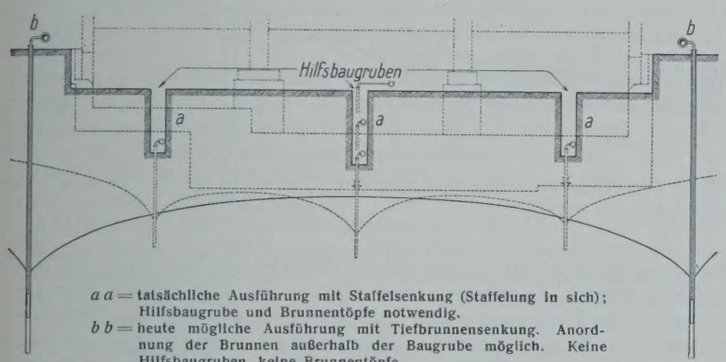
Ähnlich liegen die Verhältnisse, wenn außerhalb der Baugrube kein Platz für die Unterbringung der Grundwasserabsenkungsanlage vorhanden ist. Abb. 2 zeigt als Beispiel einer solchen Ausführung die Gründung des nachträglich in das frühere Passagekaufhaus (jetzt Haus der Technik) in Berlin, Friedrichstraße, eingebauten Tiefkellers. Hier mußten alle Brunnen, da sonst kein Platz vorhanden war, in der Baugrube ausgeführt werden. Brunnentöpfe sind in jedem Fall notwendig, auch bei Tiefbrunnensenkung. Als Vorteil für letztere wäre zu erwähnen, daß die Abflußleitung, die an alle Brunnen angeschlossen werden muß, beliebig hoch gelegt werden kann, so daß der Raum weniger eingeschränkt würde als bei Kreiselpumpenbetrieb.

Bei flachen Absenkungen mit tiefliegendem Grundwasserspiegel treten die Vorteile des Tiefbrunnenbetriebes mehr in Erscheinung als bei den vorherigen Beispielen. Abb. 3 zeigt eine Kreiselpumpenanlage innen oder außen und eine Tiefbrunnenanlage außen.

Die 10 m langen Saugbrunnen der Kreiselpumpenanlage erfordern, wenn auf der Außenseite der Baugrube angeordnet, besondere Erdarbeiten (Böschungen oder Schlitze), und bei Anordnung im Innern des Bauwerkes werden gegebenenfalls Brunnentöpfe notwendig (falls das Bauwerk abgedichtet werden muß). Bei Tiefbrunnensenkung kann die Baugrube völlig frei gehalten werden, besondere Erdarbeiten entfallen, dafür sind die Brunnen auf größere Länge zu bohren. Je nachdem, ob es sich bei dem Bauwerk um einen Schleusenbau, um ein Trockendock, einen Untergrundbahntunnel, einen Wasserableitungskanal oder ein sonstiges Bauwerk gleicher grundsätzlicher Anordnung handelt, wird jeweils nach den besonderen örtlichen Verhältnissen, den zu bewältigenden Massen und ihren Kosten von Fall zu Fall zu ermitteln sein, welche Vorteile oder Nachteile schwerer ins Gewicht fallen, und danach wird die Entscheidung fallen, welches Absenkungsverfahren das wirtschaftlich und technisch beste für den betreffenden Fall ist.

b) Tiefsenkungen.

Hier besteht heute eine sichere Überlegenheit der Tiefbrunnensenkung, sofern es sich um Anlagen im bebauten Gebiet handelt. Als Beispiel



a a = tatsächliche Ausführung mit Staffelsenkung (Staffelung in sich); Hilfsbaugrube und Brunnentöpfe notwendig.
b b = heute mögliche Ausführung mit Tiefbrunnensenkung. Anordnung der Brunnen außerhalb der Baugrube möglich. Keine Hilfsbaugruben, keine Brunnentöpfe.

Abb. 4. Grundwasserabsenkung bei dem Einbau der neuen Tiefbühne der Berliner Staatsoper (Unter den Linden) als Beispiel einer Tiefsenkung unter einem freistehenden Gebäude.

einer Anlage, bei der auch außerhalb der Baugrube Platz für Absenkungsbrunnen vorhanden war, diene Abb. 4. Es handelt sich um den Fall der Grundwasserabsenkung bei dem Um- und Erweiterungsbau der Staatsoper zu Berlin, Unter den Linden.[2]) Die Staffelanlage (drei Staffeln) wurde hier in besonderen Hilfsbaugruben eingebaut. Die später freigelegten Rohrleitungen, die Pumpenstuben, die Brunnenrohre versperrten den Raum. Besondere Brunnentöpfe mußten eingebaut werden, und späteres Verpressen der Brunnen mit Beton war notwendig. Bei Anordnung von Tiefbrunnen

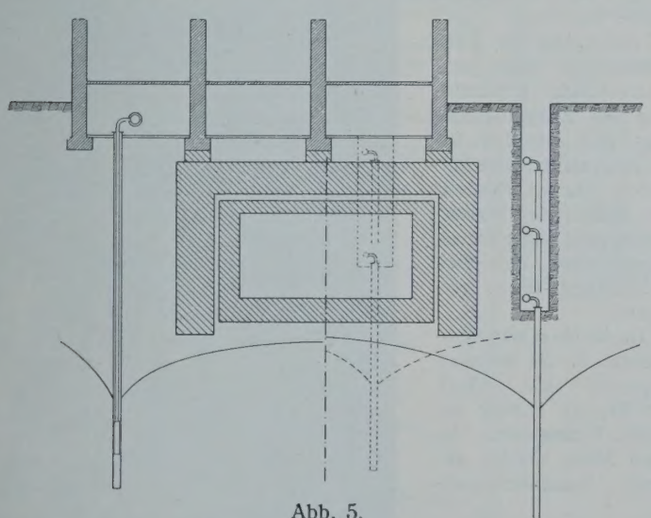


Abb. 5.
Tiefsenkung bei beschränktem Platz; Anordnung von Brunnen außerhalb der Baugrube teilweise möglich.

[2]) Vergl. auch Sichardt, Über Tiefsenkungen des Grundwasserspiegels, und Sichardt, Die Grundwasserabsenkung bei der Herstellung der Tiefbühne anläßlich des Um- und Erweiterungsbaues der Staatsoper zu Berlin, Unter den Linden, Der Bauingenieur 1928, Heft 40 u. 41.

außerhalb der Baugrube entfiel die Schlitzkonstruktion, die Absenkung wäre viel schneller zu erreichen gewesen ohne Behinderung in der Baugrube und unter Vermeidung von Brunnentöpfen. Die Brunnenfilter wären nicht verloren gewesen. Hier liegt der Vorteil der Tiefbrunnensenkung ohne Einschränkung vor.

Dieselben Verhältnisse bestehen für die Wasserhaltung bei der Unterfahrung von bestehenden Gebäuden durch städtische Kanäle oder Untergrundbahnen, deren Sohle in größerer Tiefe liegt. Auch hier wäre bei einer staffelförmigen Absenkungsanlage die Anlage besonderer Hilfsbaugruben innerhalb oder außerhalb der Tunnelbaugrube notwendig, während Tiefbrunnen solche Hilfsanlagen entbehrlich machen und eine von Wasserhaltungseinrichtungen völlig freie Baugrube schaffen (Abb. 5).

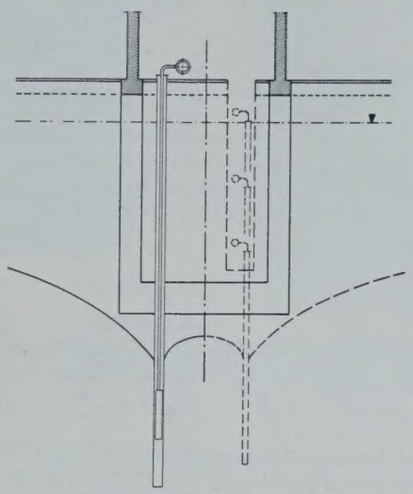


Abb. 6. Tiefsenkung bei besonders starker Einengung. Brunnen nur innerhalb der Baugrube möglich.

Ist der Platz bei Tiefgründungen im Grundwasser so beschränkt, daß die Wasserhaltung nur innerhalb der eigentlichen Baugrube untergebracht werden kann (Abb. 6), so hat auch bei solchen Fällen der Praxis die Tiefbrunnensenkung große Vorzüge durch Vermeidung von Hilfsbaugruben. Da die einzige erforderliche wagerechte Rohrleitung, die Abflußleitung, beliebig hoch gelegt werden kann, so wird noch der Vorteil erreicht, daß, abgesehen von den lotrechten Brunnenrohren, keine Platz beschränkenden Rohrleitungen die Bewegungsfreiheit einengen.

Schließlich hat die Tiefbrunnensenkung auch bei dem Sonderfall der Unterfahrung von Wasserläufen unter Absenkung des Grundwasserspiegels wichtige Vorteile gegenüber der Staffelsenkung (Abb. 7). Die Tiefbrunnen können innerhalb der Fangedammumschließung der Baugrube eingebaut werden, und zwar so, daß jeder Brunnen unmittelbar in die Vorflut ausgießt. (Vergl. hierzu auch Abb. 30 u. 32.)

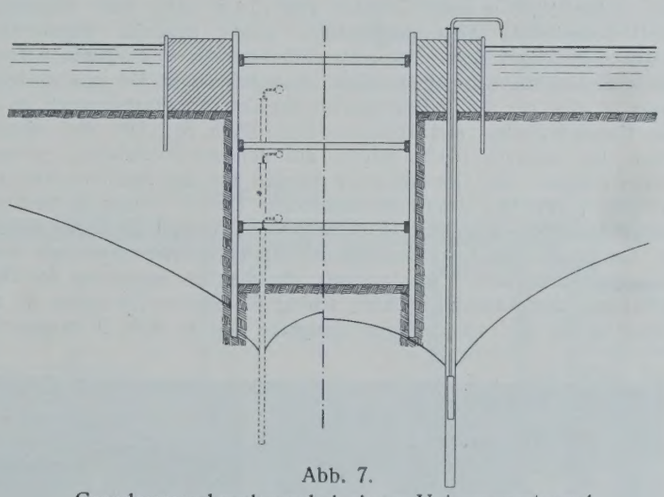


Abb. 7.
Grundwasserabsenkung bei einem Unterwassertunnel.

Bei völlig frei gelegenen Baugruben, die auf große Tiefe trockenzulegen sind, wird zu prüfen sein, ob die Baugrube mit Böschungen und mit Staffelbrunnen angelegt oder ob sie mit Tiefbrunnen ausgeführt werden soll. Es sind noch verschiedene Zwischenstufen denkbar, z. B. im Falle, daß Spundwände aus konstruktiven Gründen nötig sind; ferner kommt der Fall in Betracht, daß keine Böschungen angelegt werden und die Staffelsenkung innerhalb der Baugrube erfolgt. Die wirtschaftlich beste Lösung der Absenkung wird sich in jedem Fall durch Kostenvergleich ermitteln lassen. Die Rolle der Staffelsenkung dürfte aber auch bei solchen Tiefsenkungen im freien Gelände insofern beschränkt sein, als zu erwarten ist, daß bei sonst gleichen Verhältnissen bei Zunahme der Absenkungstiefe die Tiefbrunnensenkung wirtschaftlicher ist als die Staffelsenkung. Die Grenze wird ungefähr bei einer Absenkungstiefe von 8 bis 10 m liegen, d. h. Staffelsenkungen, die mehr als zwei Staffeln erfordern, werden Tiefbrunnenanlagen nicht mehr überlegen sein.

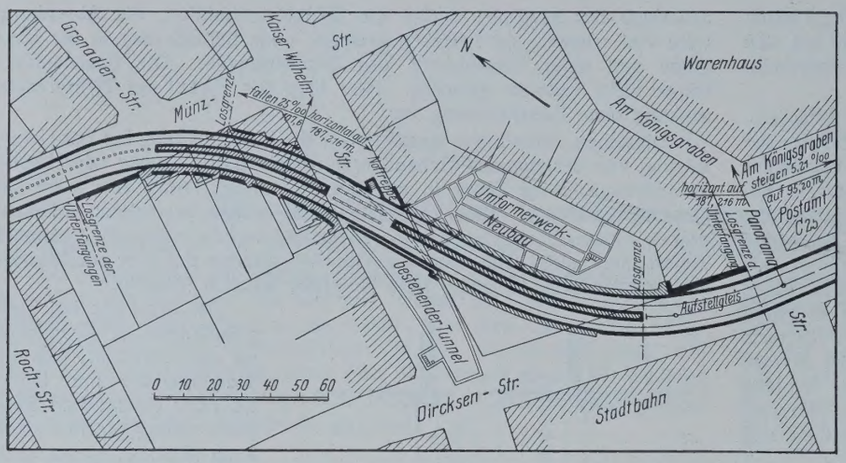


Abb. 8. Lageplan der Baustelle Umformerwerk Alexanderplatz zu Berlin mit den drei Parallelmauern für den Untergrundbahntunnel im Los 21 der Schnellbahn Gesundbrunnen—Neukölln.

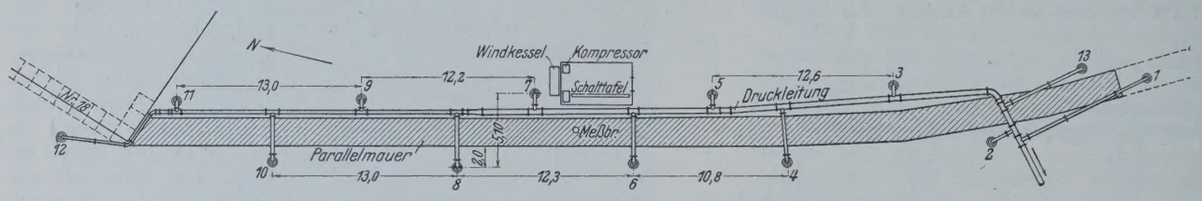
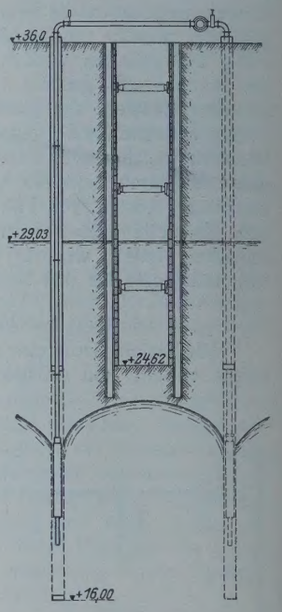


Abb. 9. Die erste Tiefbrunnensenkungsanlage mit alleiniger Verwendung von SSW-Tiefbrunnenpumpen beim Bau der Parallelmauer am Umformerwerk Alexanderplatz zu Berlin.

Tiefbrunnenpumpenanlage mit Elmo-Tiefbrunnenpumpen vor. Der schnelle Entschluß der Bauherrschaft, das vorgeschlagene Absenkungsverfahren hier erstmalig zu erproben, war grundlegend für die weitere Entwicklung der Grundwasserabsenkung mit Tiefbrunnen bei dem Bau von Untergrundbahnen in Berlin und damit für dieses Absenkungsverfahren überhaupt.

Die geologischen Verhältnisse an der Baustelle waren, wie meist im Bereiche des Berliner Urstromtales, für die Grundwasserabsenkung sehr geeignet. Entsprechend den neueren Erkenntnissen über das Fassungsvermögen von Rohrbrunnen [3]) wurde für die mit Filtern von 350 mm Durchm. ausgerüsteten Brunnen mit einer erheblich größeren



II. Ausführungen in bebautem Gelände (Berlin).

a) Die Grundwasserabsenkung für den Bau der Parallelmauer an dem neuen Umformerwerk Alexanderplatz mit Elmo-Tiefbrunnenpumpen.

Die hier zu besprechende Tiefbrunnenanlage ist die erste Grundwasserabsenkungsanlage, bei der ausschließlich elektrisch betriebene Unterwasserpumpensätze zur Anwendung gekommen sind. Es handelt sich hierbei um die Trockenlegung einer 76 m langen und 2 m breiten Baugrube, deren Sohle 10,93 m unter Gelände und 4,73 m unter dem derzeitigen (durch benachbarte Absenkungsanlagen schon teilweise abgesenkten) Grundwasserspiegel lag. Diese unmittelbar vor dem Umformerwerk Alexanderplatz der Schnellbahn Gesundbrunnen—Neukölln zu errichtende Mauer ist eine der drei Parallelmauern des Untergrundbahntunnels an der Ecke Kaiser-Wilhelm- und Dircksen-Straße (Abb. 8). Die drei Mauern sollen eine schwere Decke tragen, auf der später Gebäude errichtet werden können. Die Gebäudelasten werden von den Parallelmauern aufgenommen, zwischen denen der eigentliche Tunnel — hier in zwei eingleisige Bauwerke aufgelöst — als besonderer Bauteil zu liegen kommt. Auf Grund des Erfolges, der mit der Tiefbrunnenpumpenanlage beim Staatsoperumbau erzielt worden war, die dort als Ergänzung der Dreistaffelanlage zur Anwendung kam, schlug die Siemens-Bauunion für die Trockenlegung der schlitzartigen Baugrube die in Abb. 9 dargestellte

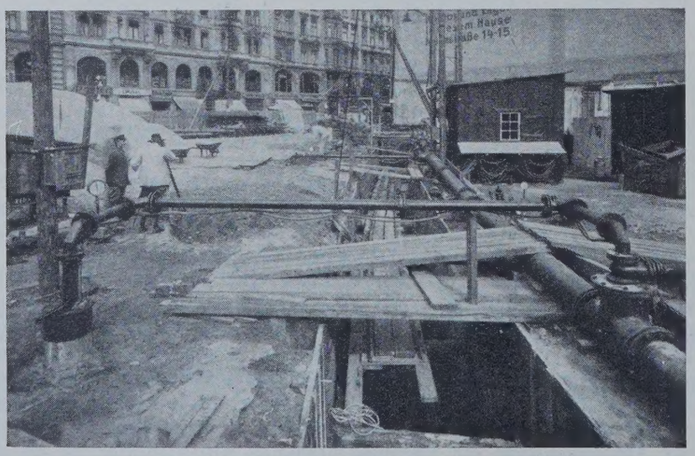


Abb. 10. Parallelmauer am Umformerwerk Alexanderplatz zu Berlin. Blick in die Baugrube, im Hintergrund rechts neben der Abflußleitung die Schaltstelle.

Wassermenge gerechnet, als wie sie bei den üblichen Filtern von 150 mm in Berlin auftritt. Dementsprechend ergaben sich auch größere Brunnenabstände. Die Absenkung wurde mit 12 Brunnen bei einer Gesamtfördermenge von rd. 200 l/sek erreicht. Der Beharrungszustand stellte sich 28 Tage nach Aufnahme des Betriebes mit den ersten Pumpen ein. Wie aus Abb. 10 ersichtlich, war nur auf einer Seite der Baugrube eine Abflußleitung angeordnet, an die auch die auf der gegenüberliegenden Baugrubenseite angeordneten Brunnen angeschlossen waren. Die so entstehende Kreuzung der Baugrubenöffnung durch die Anschlußrohre der genannten Brunnen störte im vorliegenden Falle die Bauarbeiten nicht. Bei Anordnung von Abflußleitungen auf beiden Seiten können solche Kreuzungen, falls erwünscht, leicht vermieden werden. Im übrigen war die Baugrube völlig frei von Wasserhaltungseinrichtungen (Abb. 11). Diese konnten gleichzeitig mit den Absteifungs- und Erdarbeiten über dem ungesenkten Grundwasserspiegel eingebaut werden, so daß keine Pause im Erdaushub eintrat.

Die Anordnung einer Staffelanlage hätte eine durchgehende Verbreiterung der Baugrube bedingt und außerdem für die Pumpstation eine besondere Nische erfordert. Der Einbau der Wasserhaltung und deren Tieferlegung hätte den Bau unterbrochen bezw. verzögert.

Da die einzelnen Pumpensätze in die Brunnen eingebaut sind (vergl. Abb. 9), so entfällt die übliche Pumpstation. An deren Stelle wurde, auf dieser Baustelle erst-

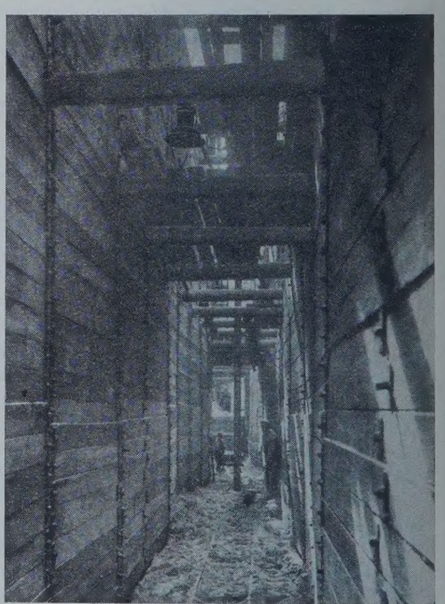


Abb. 11. Parallelmauer am Umformerwerk Alexanderplatz zu Berlin. Blick in die trockene und wasserhaltungsanlagenfreie Baugrube, im Hintergrunde ein Beobachtungsbrunnen.

[3]) W. Sichardt, Das Fassungsvermögen von Rohrbrunnen und seine Bedeutung für die Grundwasserabsenkung, insbesondere für größere Absenkungstiefen.

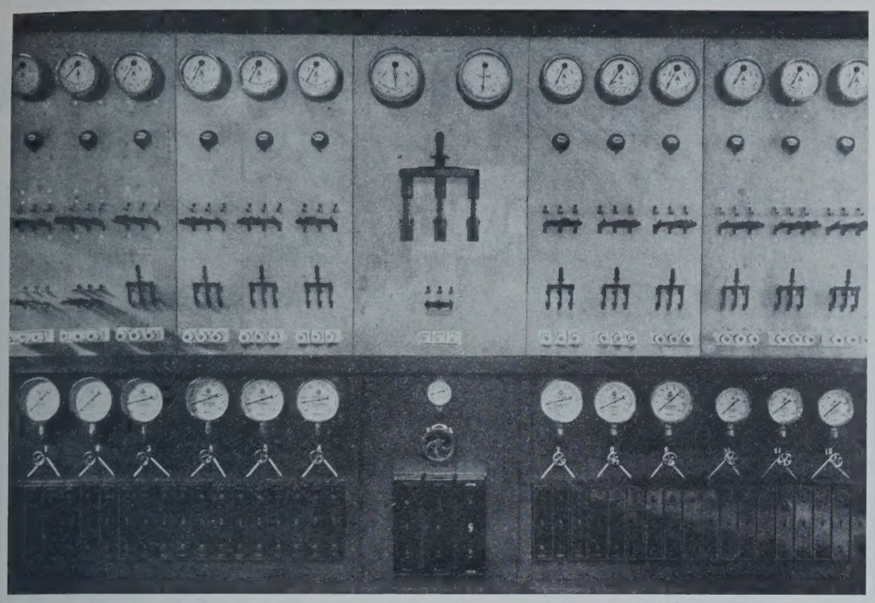


Abb. 12. Parallelmauer am Umformerwerk Alexanderplatz zu Berlin. Schaltstelle für die Tiefbrunnensenkung.

Abb. 15. Untergrundbahnbau mit Tiefbrunnensenkung in der Alexanderstraße zu Berlin. (Rampenstrecke der neuen Spreekreuzung an der Jannowitzbrücke.) Blick in die Alexanderstraße in Richtung Jannowitzbrücke während des Einbaues der behelfsmäßigen Baugrubendecke.

malig, von der Siemens-Bauunion eine „Schaltstation" oder „Schaltstelle" eingerichtet, indem die elektrischen Schalteinrichtungen nicht getrennt an jedem Brunnen für sich, wie bei den ersten Versuchsbetrieben, sondern auf einer gemeinsamen Schalttafel angebracht wurden. Zu dieser Schalttafel (Abb. 12) führen von außen die Kabel des Betriebs- und Reservestromes, und von ihr gehen ab die Zuleitungskabel zu den einzelnen Brunnen und die sonst noch erforderlichen Kontroll- und Luftleitungen. Die Überwachung der Grundwasserabsenkungsanlage, die mitunter recht verwickelt und schwer zugänglich sein kann, wird durch die Einrichtung solcher Schaltstellen sehr übersichtlich, klar, einfach und zuverlässig. Die Anzahl der Schaltstellen auf einer Baustelle hängt von den jeweiligen örtlichen Verhältnissen ab. Die Zahl der angeschlossenen Brunnen kann 12 bis 15 Stück betragen. Diese Zahl entspricht etwa 30 bis 40 Stück normaler Staffelbrunnen, von denen selten mehr als 20 an eine Pumpstelle angeschlossen sind.

Ursprünglich sollte nur die unmittelbar neben dem Umformerwerk gelegene Parallelmauer zunächst fertiggestellt werden, damit der Bau des Umformerwerks selbst beginnen konnte. Da es sich jedoch zeigte, daß die Absenkungsanlage mit einer leicht auszuführenden Ergänzung imstande sein würde, die für die Herstellung des gesamten Tunnelbauabschnittes neben dem Umformerwerk notwendige Spiegelsenkung herbeizuführen, erhielt die Siemens-Bauunion den Auftrag, die Gesamttunnelbauarbeiten sofort im Anschluß an den Bau der Parallelmauer zu beginnen. Diese Bauarbeiten umfaßten auch den Anschluß an das in der Kaiser-Wilhelm-Straße bereits früher fertiggestellte Tunnelstück. Interessant ist besonders, daß die ebenfalls schon fertige Unterfahrung der Ecke Kaiser-Wilhelm- und Münz-Straße unterfangen werden mußte, da die neue Tunnelführung an dieser Stelle eine tiefere Lage der Bahn vorsieht, als wie sie ursprünglich geplant war.

Für diese Unterfangungsarbeiten war es von besonderem Wert, durch Anwendung der Tiefbrunnensenkung die notwendige Grundwasserabsenkung in gewünschtem Umfange ohne irgendwelche Sondereinrichtungen, wie z. B. Rohrgräben, zu erreichen. Die Anlage für die Unterfangungsarbeiten an der Ecke Münz- und Kaiser-Wilhelm-Straße bestand aus 11 Tiefbrunnen, die mit SSW-Tiefbrunnenpumpen (Konstruktion des Elmo-Werkes) ausgerüstet wurden. Die Anlage war in Betrieb vom 5. Dezember 1927 bis 20. November 1928. Nach 4000stündigem Dauerbetrieb werden die Tiefbrunnenpumpen jeweilig auf ihren Betriebszustand untersucht. Bei der hier beschriebenen Anlage ergaben die Betriebsuntersuchungen einen so guten Betriebszustand, daß die Tiefbrunnenpumpen ohne Überholung während des ganzen Bauabschnittes — $11\frac{1}{2}$ Monate lang — ununterbrochen in Betrieb belassen werden konnten. Die an die Betriebssicherheit der Tiefbrunnenpumpe gestellten Forderungen, die auf eine ununterbrochene Betriebszeit von 2 Monaten bemessen worden sind, sind also erheblich überschritten worden.

b) Die Grundwasserabsenkung mit Tiefbrunnen bei Ausführung des Loses XX der Schnellbahn Gesundbrunnen—Neukölln.

Die Bauarbeiten dieses Loses, das unter anderem die schwierige Unterfahrung des Häuserblocks im Straßenviereck Schickler-, Dircksen-,

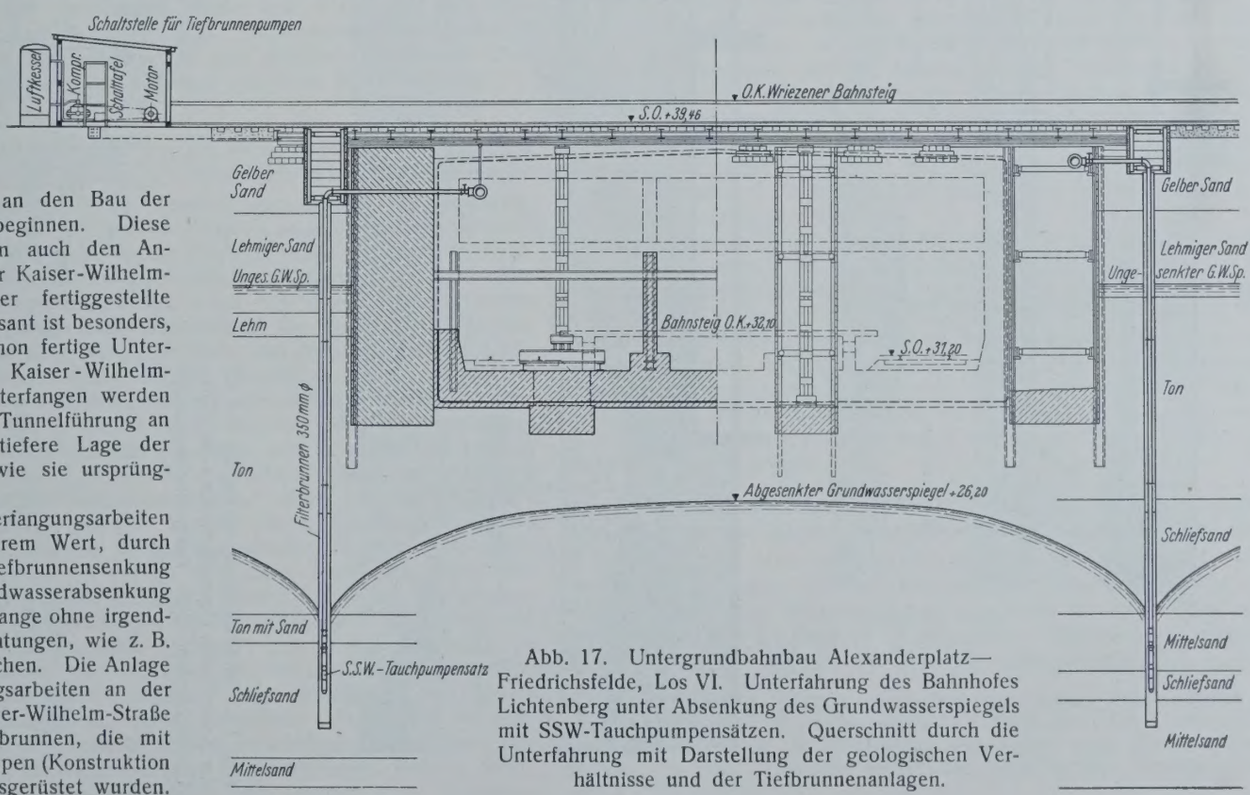


Abb. 17. Untergrundbahnbau Alexanderplatz—Friedrichsfelde, Los VI. Unterfahrung des Bahnhofes Lichtenberg unter Absenkung des Grundwasserspiegels mit SSW-Tauchpumpensätzen. Querschnitt durch die Unterfahrung mit Darstellung der geologischen Verhältnisse und der Tiefbrunnenanlagen.

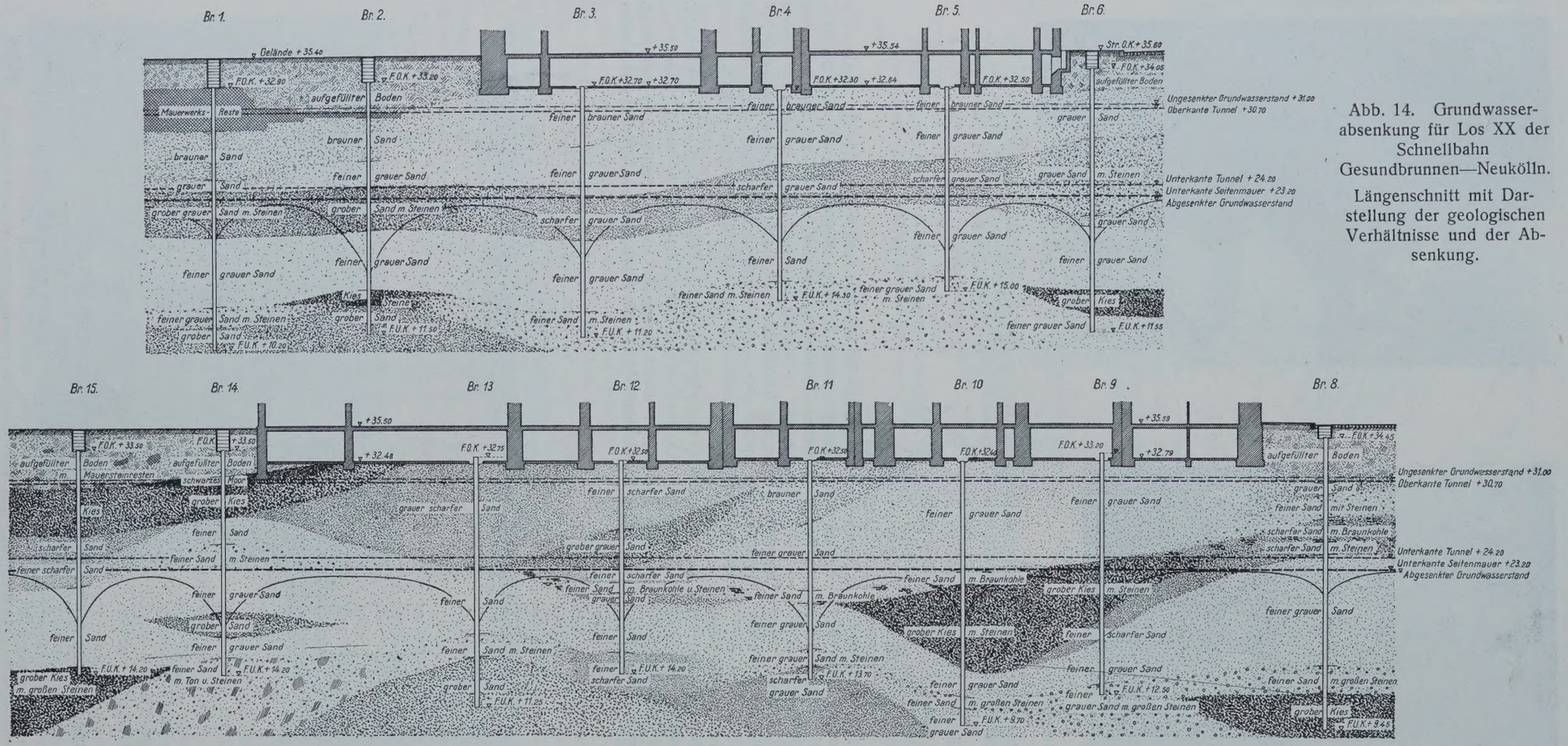


Abb. 14. Grundwasserabsenkung für Los XX der Schnellbahn Gesundbrunnen—Neukölln.

Längenschnitt mit Darstellung der geologischen Verhältnisse und der Absenkung.

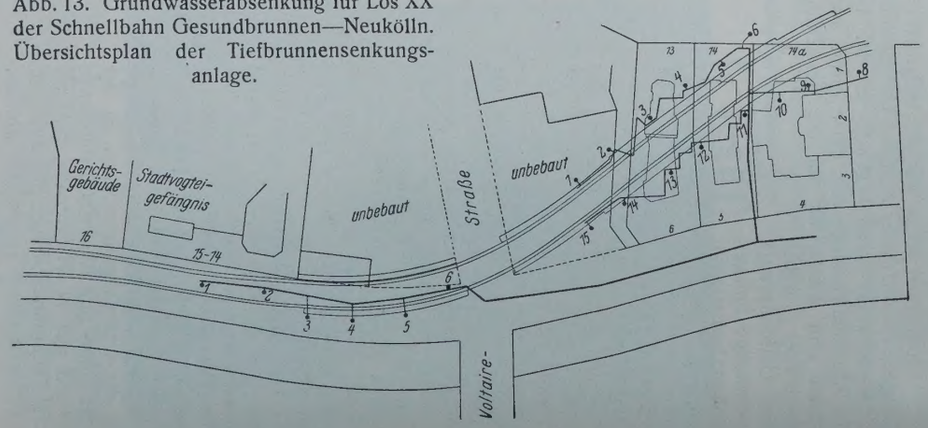


Abb. 13. Grundwasserabsenkung für Los XX der Schnellbahn Gesundbrunnen—Neukölln. Übersichtsplan der Tiefbrunnensenkungsanlage.

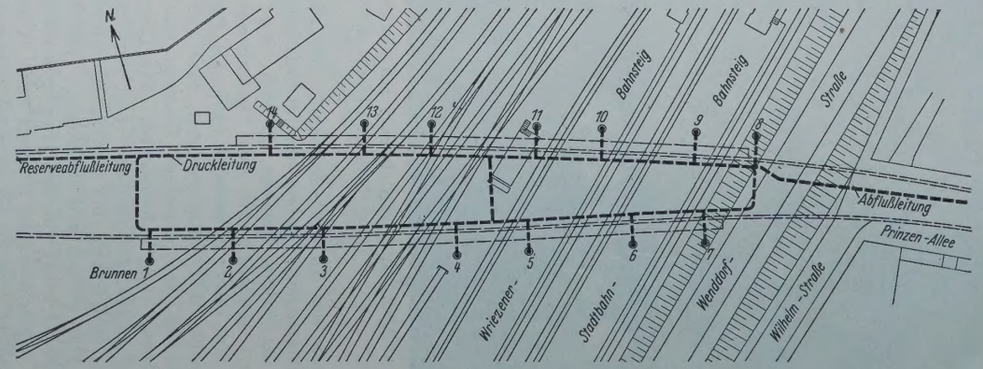


Abb. 16. Untergrundbahnbau Alexanderplatz—Friedrichsfelde, Los VI. Unterfahrung des Bahnhofes Lichtenberg unter Absenkung des Grundwasserspiegels mit SSW-Tauchpumpensätzen. Anordnung der Pumpen im Grundriß.

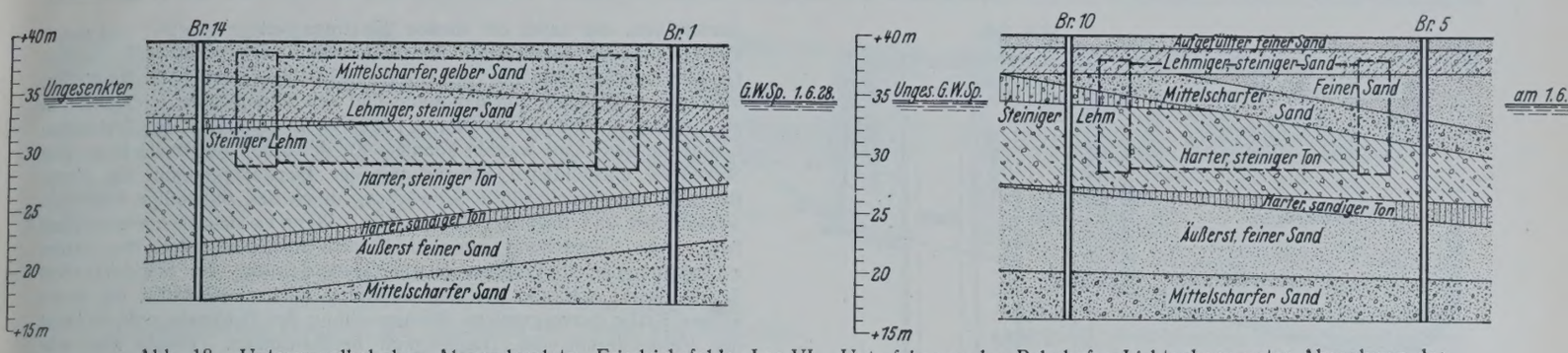


Abb. 18. Untergrundbahnbau Alexanderplatz—Friedrichsfelde, Los VI. Unterfahrung des Bahnhofes Lichtenberg unter Absenkung des Grundwasserspiegels durch SSW-Tauchpumpensätze. Geologische Querschnitte.

Voltaire-, Alexander-Straße umfaßt, liegen in der Hand der Aktiengesellschaft für Bauausführungen, Berlin. Die erforderliche Grundwasserabsenkung wird ausschließlich mit Tiefbrunnenpumpen, die in rd. 20 m tiefen Tiefbrunnen eingebaut sind, von der Siemens-Bauunion durchgeführt. Wie aus Abb. 13 ersichtlich, ist die Absenkungsanlage in zwei voneinander getrennte Abschnitte unterteilt, deren jeder an eine besondere Schaltstelle angeschlossen ist. Der wichtigere Abschnitt ist der der Schaltstelle I. Wir haben es hier mit dem Fall einer Tiefsenkung im eng gebauten Gelände zu tun. Abb. 5 zeigt die grundsätzliche Anordnung der Brunnen im Verhältnis zur Baugrube im Querschnitt. Es sind zwei Parallelmauern unter den bestehenden Häuserfundamenten herzustellen. Die Parallelmauern sollen eine schwere Decke tragen, auf die die Lasten der vorhandenen Gebäude abzusetzen sind. Schließlich ist unter dieser Decke der Tunnel als besonderes Bauwerk einzubauen. Der wesentliche Vorteil der Tiefbrunnen ist leicht zu erkennen: Die Brunnen können außerhalb der Baugrube von den benachbarten Kellerräumen gebohrt werden, die Abflußleitung kann ebenfalls so angeordnet werden, daß der eigentliche Baubetrieb in keiner Weise gestört wird. Jegliche Hilfsbaugrube entfällt, der Betrieb wird zentral von einer Stelle (Schaltstelle) aus überwacht. Die Schaltstelle I wurde im Keller des Hauses Dircksenstraße 5 untergebracht. Es sind 14 Stück Tiefbrunnen eingebaut und an die Schaltstelle I angeschlossen, während es bei Schaltstelle II 6 Stück sind. Der Betrieb wurde bei Schaltstelle I am 7. Mai 1928 eröffnet, bei Schaltstelle II am 12. Juli 1928. Insgesamt werden rd. 200 l/sek Wasser gefördert. Der normale Grundwasserspiegel liegt bei + 31,50. Infolge der in der Nachbarschaft im Gange befindlichen Grundwasserabsenkungen war bei Betriebsbeginn schon eine Spiegelsenkung bis + 28,00 zu verzeichnen. Nach Inbetriebnahme der 20 Brunnen der beiden Schaltstellen I und II sank der Spiegel bis auf + 20,00, so daß er zurzeit 11,5 m abgesenkt ist. Über die Zusammensetzung des Untergrundes gibt Abb. 14 Aufschluß. In der Hauptsache treten gut durchlässige Sande und Kiese auf, die sehr wechselnd und fast regellos gelagert sind. An einzelnen Stellen wurden auch tonige Beimengungen angetroffen, und mehrfach fanden sich Einlagerungen von Findlingen. Die Anlage soll noch bis Herbst 1929 in Betrieb bleiben.

c) Tiefbrunnen bei der Ausführung der Rampenstrecke Alexanderstraße des neuen Spreetunnels an der Jannowitzbrücke, Berlin.

Während für den eigentlichen Spreekreuzungsabschnitt von vornherein Tiefbrunnensenkung mit Hilfe von Tiefbrunnenpumpen vorgesehen worden war, sollte die Rampenstrecke in der Alexanderstraße ursprünglich durch eine Staffelanlage mit Kreiselpumpenbetrieb trockengelegt werden. Die notwendige Absenkungstiefe beträgt, wenn von dem normalen Grundwasserspiegel ausgegangen wird, einschließlich der erforderlichen Sicherheit rd. 10 m. Diese Absenkungstiefe hätte eine dreistaffelige Anlage bedingt. Unter Berücksichtigung der bei Baubeginn bereits durch die Wirkung benachbarter Absenkungsanlagen vorhandenen Absenkung hätte voraussichtlich eine Staffel erspart werden können. Von der Anwendung der Staffelsenkung wurde indessen abgesehen, und es wurde Tiefbrunnensenkung auch für diesen Bauabschnitt vorgesehen. Neben den günstigen Erfahrungen, die mit der Tiefbrunnensenkung bereits bei anderen Untergrundbahnbauabschnitten gemacht worden waren, sprachen für diesen Entschluß vor allem Gründe, die in den schwierigen örtlichen Verhältnissen begründet waren. In der an sich schon engen Alexanderstraße (Abb. 15) ist an der in Rede stehenden Strecke der Bahnhof Jannowitzbrücke vorgesehen. Hierdurch wird eine Baugrubenbreite notwendig, die nahezu die gesamte Straßenbreite einnimmt, und es war notwendig, in der Alexanderstraße von der Kreuzung mit der Stadtbahn angefangen, bis zur Schicklerstraße sämtliche Häuser durch Unterfangen und Tieferführen der straßenseitigen Fundamente zu sichern. Diese schon vor dem eigentlichen Aushub der Tunnelbaugrube notwendigen Maßnahmen, die durch die tiefe Lage der Baugrubensohle erschwert waren, konnten durch die Anwendung der Tiefbrunnensenkung sehr bequem unter Ersparung besonderer Hilfsbaugruben, wie sie bei der Staffelsenkung erforderlich gewesen wären, schnell und sicher ausgeführt werden. Mit Ausnahme zweier Tiefbrunnen konnten alle übrigen außerhalb des eigentlichen Tunnelquerschnitts unter Ersparung von Brunnentöpfen eingebaut werden. Die üblichen seitlichen Baugrubenwände aus gerammten I-Profilen und dazwischengespannten Bohlen konnten fast auf der ganzen Strecke erspart werden, da die vor dem Baugrubenaushub ausgeführten Unterfangungsmauern der Frontwände der Häuser als seitliche Einfassung der Baugrube dienen konnten. Die auch auf Abb. 30 ersichtliche Tiefbrunnenanlage erhielt insgesamt 21 Tiefbrunnen, deren Tiefbrunnenpumpen an eine an der Ecke Alexanderstraße-Holzmarktstraße am Bürgersteig errichtete Schaltstelle (W. H. 1) angeschlossen wurden.

d) Die Tiefbrunnenpumpenanlage bei der Unterfahrung des Bahnhofs Lichtenberg durch die neue Schnellbahn nach Lichtenberg-Friedrichsfelde im Bereiche des Loses VI.

Die schwierigste Aufgabe bei der Ausführung des Loses VI der neuen Schnellbahn nach Lichtenberg—Friedrichsfelde ist die Unterfahrung des Bahnhofs Lichtenberg mit seinem überaus starken Betrieb auf allen von der Untergrundbahn zu unterfahrenden Gleisen. Der Entwurf sah auch hier in ähnlicher Weise wie bei der Unterfahrung von Häuserblocks vor, zunächst seitlich des eigentlichen Tunnelkörpers Schlitze herzustellen zur Durchführung seitlicher Parallelmauern. Nach deren Fertigstellung können die Betriebsgleise zwischen den beiden Parallelmauern behelfsmäßig unterfangen und der eigentliche Tunnelbau in Angriff genommen werden. Da auf den Gütergleisen nur an den Sonntagen Betriebspausen vorkommen, so konnten alle vorbereitenden Arbeiten an diesen Gleisen einschließlich der Bohrarbeiten für die Grundwasserabsenkung nur an den Sonntagen ausgeführt werden. Da die Baustelle an den Wochentagen im Bereiche der Gleise von oben her nicht zugänglich war und anderseits nur kurze Zeit für unvermeidliche Hilfsarbeiten zur Verfügung stand, war es notwendig, die Bauausführung entsprechend einzurichten und solche Bauverfahren zu wählen, die sich diesen Verhältnissen anpaßten. Für die Grundwasserabsenkung bot die Anwendung von Tiefbrunnen mit Tiefbrunnenpumpen (Abb. 16 u. 17) hier den Vorteil, die Zahl der von oberhalb der Gleise aus zu bohrenden Brunnen weitgehend einzuschränken, die notwendige Absenkung in einem einzigen Abschnitt ohne Zwischenarbeiten zu erreichen und ferner alle Hilfsbaugruben für Rohrleitungen und Pumpensätze zu vermeiden und dadurch die hiermit verbundenen Erd- und Abstützungsarbeiten.

Die Untergrundverhältnisse weichen von den vorherrschenden Berliner Verhältnissen insofern ab, als im Bereiche der Baustelle Ton- und Geschiebemergel-Schichten auftreten, die die Sandablagerungen gewissermaßen in ein oberes und ein unteres Stockwerk trennen (Abb. 18). Da indessen die undurchlässigen Schichten in nicht allzu großer Entfernung von der Baustelle auskeilen, so treten keine getrennten Grundwasserstockwerke auf, und ein Betrieb von Absenkungsbrunnen, die Wässer unterhalb der wasserundurchlässigen Schichten aufnehmen, mußte naturgemäß auch die sofortige Absenkung auf der oberen Seite der undurchlässigen Schichten bringen.

III. Die Grundwasserabsenkung bei der Ausbesserung eines Trockendockes in Kiel als Beispiel einer Tiefbrunnensenkung im Wasserbau.

a) Bauaufgabe, Notwendigkeit der Grundwasserabsenkung.

Die in den Jahren 1897 bis 1902 erbauten Docks V und VI in Kiel sind mit Hilfe einer Taucherglocke[4]) hergestellt worden. Über Ausbesserungsarbeiten an Dock V in den Jahren 1908 bis 1910 berichten Behrendt und Franzius[5]). In den letzten Jahren zeigten sich auch an

[4]) Franzius u. Mönch, Der Bau der neuen Trockendocks auf der Kaiserlichen Werft in Kiel, Zeitschr. f. Bauwesen 1903, S. 291 u. 295.

[5]) Behrendt u. O. Franzius, Der Unfall und die Wiederherstellung von Dock V auf der Kaiserlichen Werft in Kiel, Zeitschr. f. Bauwesen 1912, S. 613.

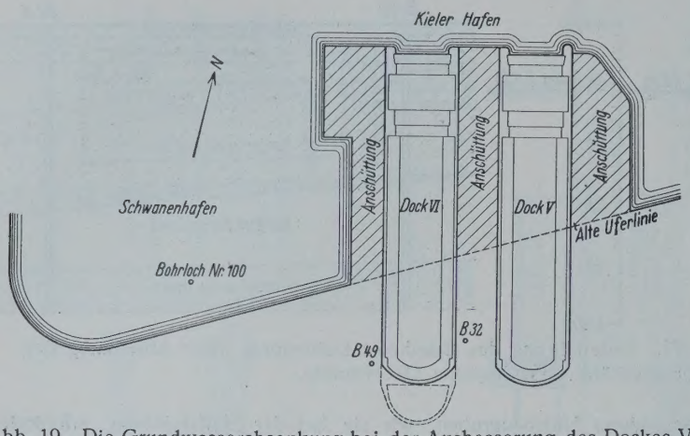


Abb. 19. Die Grundwasserabsenkung bei der Ausbesserung des Dockes VI in Kiel. Lageplan des Dockes.

Dock VI Schäden durch Rissebildung in der Sohle, in den Seitenwänden durch Setzungen, insbesondere bei der Steuerbord-Seitenmauer, und beim Lenzen des Dockes durch starke Quellerscheinungen, die durch Mitreißen von Teilen des Untergrundes besonders gefährlich waren und zum Nachdenken mahnten.

Der Wiederherstellungsplan sah vor, an den gefährdeten Abschnitten eine neue, aus möglichst dichtem Beton bestehende Eisenbetonschale auszuführen, die durch ein starkes Walzträgergerippe gestützt und durch kräftige Stahlanker mit Sohle und Seitenwand verbunden werden sollte. Da die nutzbaren Lichtmaße des Dockes nicht eingeschränkt werden dürfen, so wurde vorgesehen, von der Sohle und den Seitenwänden so viel Beton zu beseitigen, daß die erwähnte neue Schale innerhalb der bisherigen Lichtmaße eingebaut werden konnte. Zu der schon durch die Risse und Setzungen entstandenen Schwächung des Bauwerks kommt bei dieser Bauausführung eine weitere Schwächung durch das zeitweilige Entfernen wesentlicher und tragender Bestandteile. Wenn es sich auch ermöglichen ließ, diese Schwächung nur auf kürzere Abschnitte der Mauerlänge zu beschränken, so erschien es zur Gewährleistung der Standsicherheit des Bauwerks während der Bauausführung doch zweckmäßig, die durch äußere Kräfte hervorgerufene Beanspruchung des Bauwerks entsprechend der Verminderung der Tragfähigkeit herabzusetzen. Dieses Ziel war durch die Absenkung des Grundwassers zu erreichen, da entsprechend der Senkung der aktive seitliche Wasserdruck auf die Seitenmauern und der auf die Sohle wirkende Auftrieb abnimmt. Entscheidend für den Entschluß, die Grundwasserabsenkung anzuwenden war die Notwendigkeit, die Arbeiten ohne Behinderung durch Wasserzuflüsse auszuführen. Insbesondere wurde ein Versiegen, zumindest ein Nachlassen der beim Leerpumpen des Dockes zu beobachtenden Quellen aus den Rissen der Sohle erwartet.

b) Die hydro-geologischen Grundlagen.

Die Ausführungsmöglichkeit der Grundwasserabsenkung ist abhängig von den örtlichen Verhältnissen, z. B. von der Lage der Baugrube zu offenen Wasserläufen, hauptsächlich aber von der Beschaffenheit des Untergrundes. Die beiden nebeneinanderliegenden Docks V und VI sind so errichtet worden, daß sie etwa mit der halben Länge über die natürliche Uferlinie hinausreichen. Die in den Hafen hineinragenden Seitenmauern des Dockes VI sind mit Sand hinterfüllt worden (Abb. 19). Nur durch diese verhältnismäßig schmalen Anschüttungen war also der die alte Uferlinie überschreitende Teil des Dockes vom offenen Hafenbecken getrennt, und es war daher geboten, dem von der Seite kommenden Wasserandrang besondere Beachtung zu schenken, dies um so mehr, als Erfahrungen über eine wahrscheinliche, aber nicht sicher erwiesene Selbstdichtung der Hafensohle durch Sinkstoffe nicht zur Verfügung standen. Im übrigen war betreffs der Zusammensetzung des Untergrundes in der

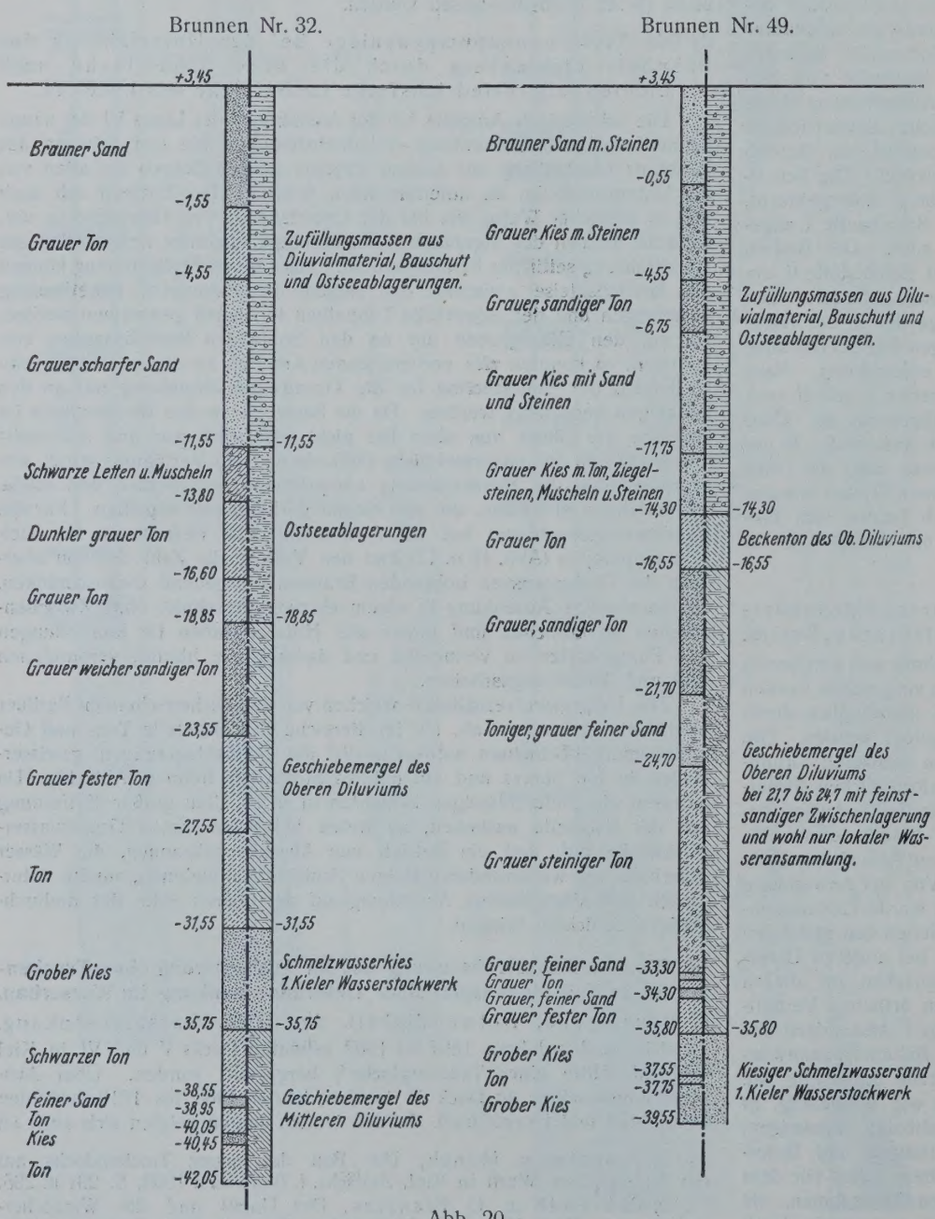


Abb. 20.

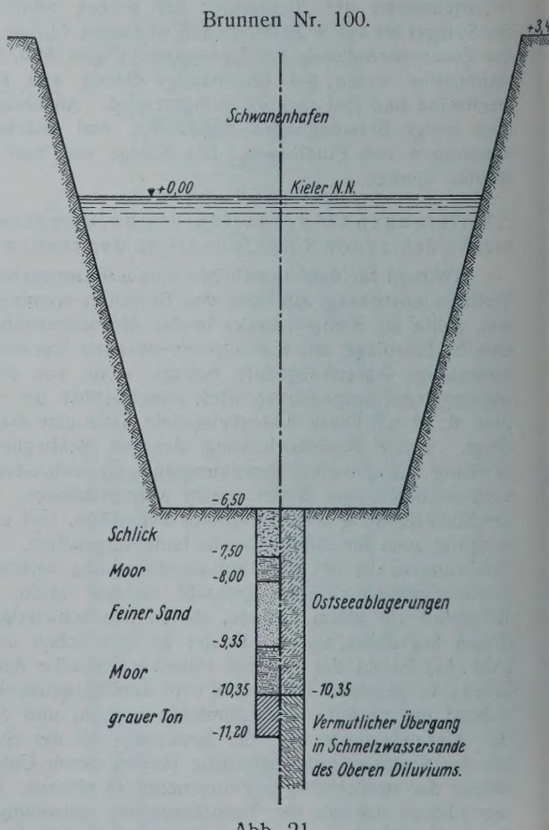


Abb. 21.

Abb. 20 u. 21. Geologischer Aufbau des Untergrundes in der Nähe des Dockes VI.

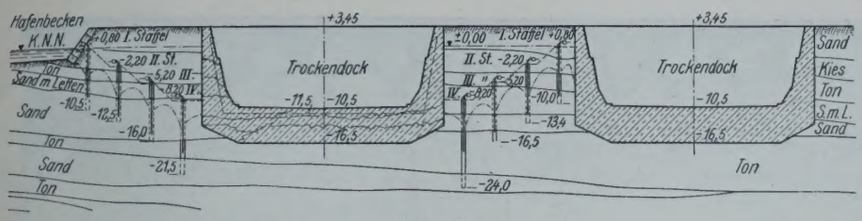


Abb. 22.
Entwurf I. Ausbesserung des Dockes VI in Kiel.
Ausführungsmöglichkeiten für die Grundwasserabsenkung.
Staffelsenkung außerhalb des Bauwerkes bei Anlage von Böschungen
(nicht ausgeführt).

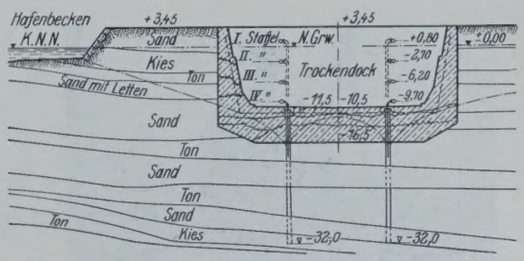


Abb. 24. Ausbesserung des Dockes VI in Kiel.
Ausführungsmöglichkeiten für die Grundwasserabsenkung. Staffelsenkung mit in sich gestaffelten Brunnen innerhalb d. Bauwerkes (nicht ausgeführt).

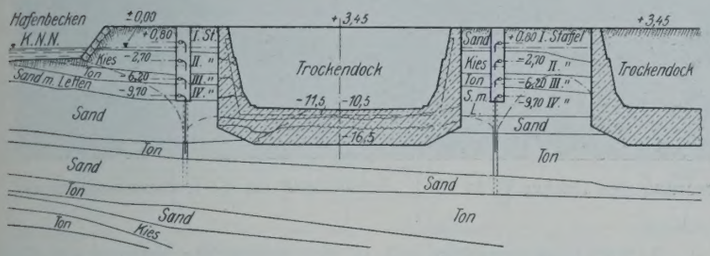


Abb. 23. Entwurf II. Ausbesserung des Dockes VI in Kiel.
Ausführungsmöglichkeiten für die Grundwasserabsenkung. In sich gestaffelte Brunnen außerhalb des Bauwerkes unter Zuhilfenahme von Hilfsbaugruben (nicht ausgeführt).

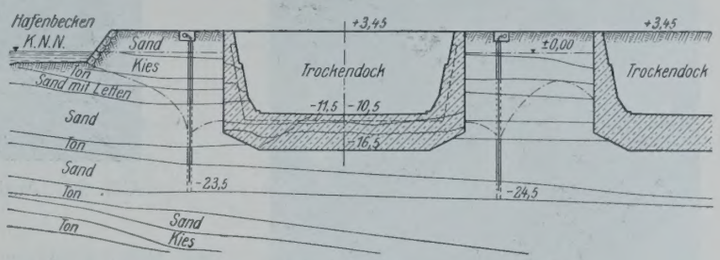


Abb. 25.
Ausbesserung des Dockes VI in Kiel.
Ausführungsmöglichkeiten für die Grundwasserabsenkung.
Die zur Ausführung gekommene Tiefbrunnensenkungsanlage.

Nähe des Docks bekannt, daß in der Richtung von oben nach unten bis zu einer ungefähren Tiefe in Höhe der Docksohle ein Gemisch von Sand und Kies (Füllboden) ansteht, sodann folgt Ton und Geschiebemergel mit Sandeinlagerungen. Die Erreichung einer Absenkung des freien Grundwasserspiegels bis nahe zur Docksohle hing demgemäß hauptsächlich von der Größe des Wasserandranges vom Hafenbecken her ab. Da zunächst erwartet wurde, daß die Quellen durch Sandadern und dünne sandige Schichten unter der Docksohle ausschließlich von der über dem Ton anstehenden Sand-Kies-Schicht gespeist würden, so durfte als Folge der Absenkung mit einem Nachlassen der Quellen gerechnet werden.

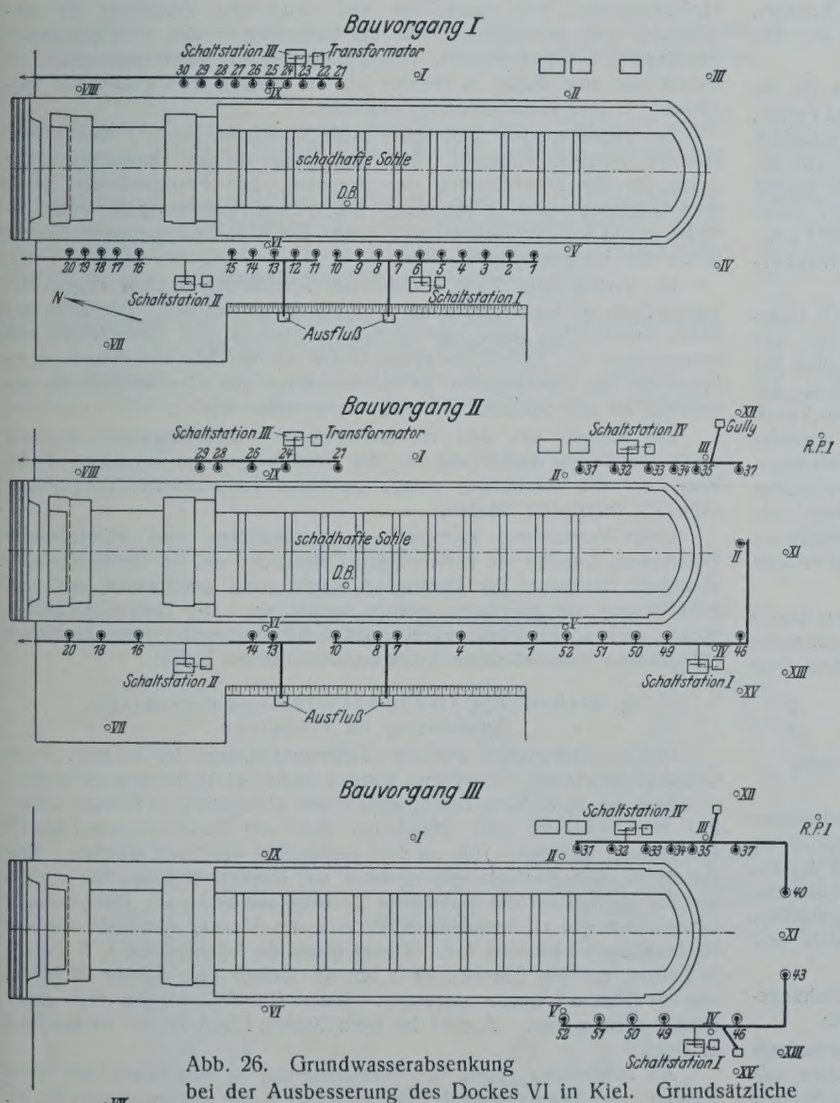


Abb. 26. Grundwasserabsenkung bei der Ausbesserung des Dockes VI in Kiel. Grundsätzliche Anordnung der Tiefbrunnenanlage während der drei Bauabschnitte.

Abb. 27. Ausbesserung des Dockes VI in Kiel. Eine Serie von SSW-Tauchpumpensätzen fertig zum Einbau über den zugehörigen Brunnenreihen. In dem Holzkasten neben den Brunnen sind die Anschlußkabel für die Tauchpumpensätze geführt, darunter die Abflußleitung, an die die Druckrohre der Pumpen angeschlossen werden.

Wie sich bei der Ausführung der Absenkung zunächst ergab, entsprach die Verminderung des Auftriebes nicht der an der Außenseite des Dockes erreichten Absenkung. Deutete diese Erscheinung schon darauf hin, daß die in der Sohle beobachteten Quellen aus tieferen artesischen Grundwasserstockwerken gespeist wurden, so fand diese Auffassung noch eine weitere Bestätigung durch die Feststellung verschiedenartiger Beimengungen des anfangs aus

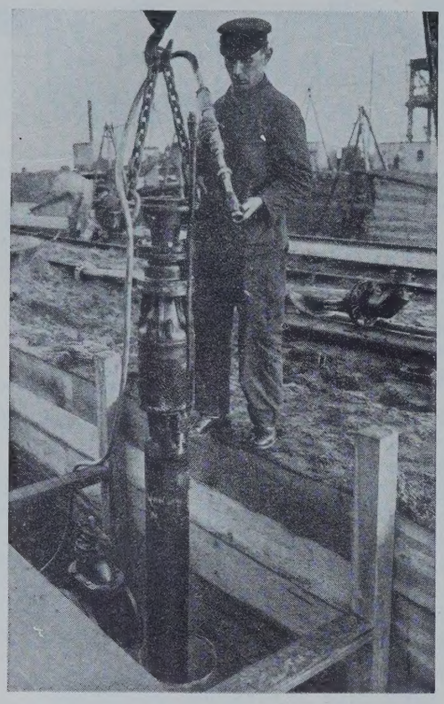


Abb. 28. Ausbesserung des Dockes VI in Kiel. Anschluß eines SSW-Tauchpumpensatzes an das Zuleitungskabel; über dem langgestreckten Motor, der bereits 1 Stück in das Brunnenrohr herabgelassen ist, die Kreiselpumpe.

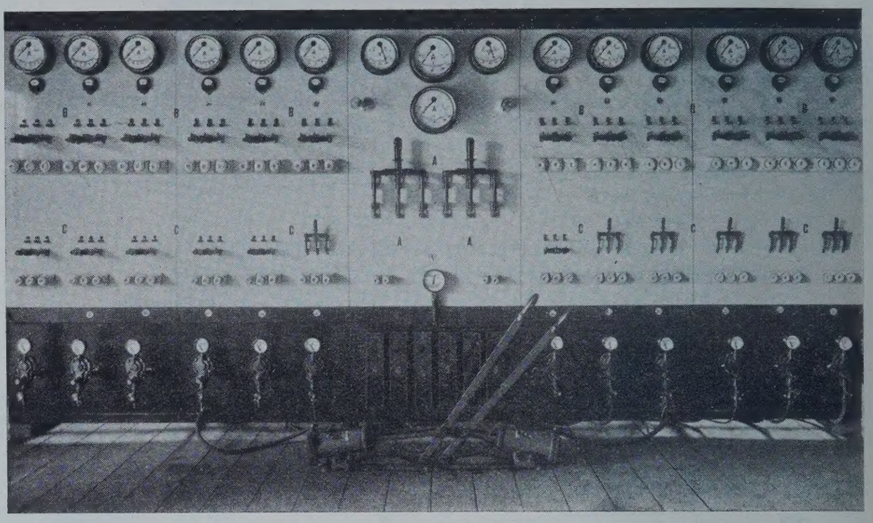


Abb. 29. Ausbesserung des Dockes VI in Kiel. Schaltstelle für 12 Tiefbrunnenpumpen.

den Absenkungsbrunnen außerhalb der Dockgrundrißfläche geförderten Wassers und des durch die Risse der Docksohle hochquellenden Wassers. Das Quellwasser zeigte vorwiegend „süßen" Charakter, während das aus den Brunnen gehobene Wasser ausgesprochen salzig war.

Prof. Dr. W. Wetzel, Kiel, hat in einem Gutachten über die für die Grundwasserabsenkung bei Dock VI maßgebenden Bodenprofile drei Profile, deren Proben von ihm untersucht wurden, gemäß Abb. 20 u. 21 geologisch gedeutet. Aus einem Vergleich dieser Profile mit drei anderen aus der Nachbarschaft, die von anderer Seite geologisch gedeutet sind, folgert Wetzel, „daß unter dem oberen Diluvium sich überall ganz gleichmäßig der vermutlich interglaziale Wasserhorizont hinzieht, der das erste nicht oberflächen-abhängige Wasserstockwerk im Kieler Untergrund ist".

Normalerweise macht sich dieser Wasserhorizont, der durch Oberflächenwasser aus größerer Entfernung gespeist wird, nach oben hin nicht bemerkbar. Im allgemeinen dichtet der Geschiebemergel nach oben hin praktisch vollkommen ab. Wetzel hält es jedoch für möglich, daß der Wasserandrang an der Docksohle von diesem I. Kieler Stockwerk aus gesteigert wird, dadurch daß dieses Stockwerk künstlich angeritzt sein kann, oder womöglich auch dadurch, daß örtliche tektonische Störungen den Untergrund etwas aufgelockert bezw. den Schichtverband unterbrochen haben. Ferner kommt nach Wetzel in Betracht, daß gerade in der landwärtigen Umgebung der Dockanlagen der obere Teil des oberen Diluviums sandige Ausbildung besitzt und demzufolge oberflächlichen Sickerwässern Eingang gewährt.

Daß tatsächlich eine Verbindung vom I. Kieler Stockwerk zur Docksohle besteht, zeigte sich, als ein Teil der Brunnen bis in das genannte Stockwerk vertieft wurde, durch weiteres Nachlassen oder völliges Versiegen der Quellen.

c) Die Wahl des Absenkungssystems. Vergleich der Tiefbrunnensenkung mit den möglichen Ausführungsweisen der Staffelsenkung.

Ohne Anwendung von Tiefbrunnenpumpen wäre die Grundwasserabsenkung für Dock VI wegen Platzmangels und der kaum zu vermeidenden Störung des Werftbetriebes geradezu unmöglich gewesen. Der nachfolgende Vergleich der Tiefbrunnensenkung mit verschiedenen Ausführungsweisen der Staffelsenkung zeigt die Vorteile der Tiefbrunnensenkung augenfällig. Folgende Ausführungsweisen der Staffelsenkung mit Kreiselbetrieb sind zu nennen:

1. Freilegen der Seitenmauern und Einbau einer Staffelsenkungsanlage auf den Böschungen der ausgehobenen Baugrube (Abb. 22).

2. Staffelsenkungsanlage mit in sich gestaffelten Brunnen außerhalb der Dockkammer unter Verwendung von schmalen Hilfsbaugruben mit lotrechten Wänden zur Aufnahme der Saugeleitungen der tieferen Staffeln und deren Pumpensätzen (Abb. 23).

3. Staffelsenkungsanlage mit in sich gestaffelten Brunnen innerhalb der Dockkammer (Abb. 24).

Die Ausführung nach 1. nimmt den ganzen wertvollen Platz rings um das Dock herum in Anspruch; sie erfordert erhebliche Erdarbeiten und eine lange Bauzeit; sie hat den Vorzug, daß die Seitenmauern völlig entlastet werden.

Die Ausführung nach 2. kann auch so angeordnet werden, daß die Hilfsbaugrube unmittelbar hinter den Seitenmauern liegt. Die Seitenmauern werden nicht völlig vom Erddruck entlastet; die Herstellung der Hilfsbaugruben, ihre Aussteifung und almähliche Vertiefung ist umständlich und zeitraubend. Bei der Staffelung in sich wird gegenüber Ausführung 1. Gerät gespart, aber auf Kosten der Betriebssicherheit, da immer nur eine Staffel in Betrieb ist. Im ganzen wird gegenüber Ausführung 1. eine Kostenersparnis eintreten.

Bei Ausführung 3. wird noch mehr an Kosten gespart, da die Erdarbeiten gänzlich entfallen. Sehr nachteilig ist das Durchbohren der Sohle für die Durchführung der Brunnen. Die Festigkeit der Sohle wird hierdurch weiter herabgesetzt. Die spätere Abdichtung der Brunnenlöcher macht Schwierigkeiten und Kosten. Die Absenkungsanlage behindert ferner die Ausbesserungsarbeiten.

Im vorliegenden Falle müßte von Ausführung 3. auch wegen der eigenartigen geologischen Verhältnisse abgesehen werden. Die unter der Sohle anstehenden mehr oder weniger undurchlässigen Tonschichten und Mergelbänke des oberen Diluviums hätten die Wirkung von Filterbrunnen innerhalb der Dockkammer so beeinträchtigt, daß eine wesentliche Absenkung an den Seitenmauern nicht zu erwarten war.

Die Mängel der drei vorbeschriebenen Ausführungsarten konnten durch die für die Ausführung von der Bauabteilung der Deutschen Werke Kiel, der die Bauleitung oblag, gewählte Tiefbrunnensenkungsanlage (Abb. 25) vermieden werden.

Unter Vermeidung kostspieliger, umständlicher und zeitraubender Erdarbeiten konnten die notwendigen Tiefbrunnen auf der Dockaußenseite eingebaut werden. Die Docksohle wurde nicht geschwächt, und eine Schmälerung des Bauplatzes wurde vermieden. Die Tiefbrunnenanlage konnte auch so aufgebaut werden, daß keine Störung der schon im Gange befindlichen vorbereitenden Ausbesserungsarbeiten eintrat.

d) Einbau der Grundwasserabsenkungsanlage, Anordnung im einzelnen.

Die zur Ausführung gelangte Tiefbrunnenanlage ist in Abb. 26 im Grundriß dargestellt. Insgesamt wurden bisher 44 Tiefbrunnen eingebaut, in denen bis zu 30 Stck. Tauchpumpensätze gleichzeitig in Betrieb waren. Für die Schaltung der Maschinen sind vier Schaltstationen I bis IV vorgesehen, von denen bis zu drei gleichzeitig betrieben wurden. Entsprechend dem Ausführungsprogramm der Dockverstärkung, das vorsah, die Bauarbeiten auf der Hafenseite zu beginnen und nach der Landseite fortzuführen und zu beenden, schritt auch der Absenkungsbetrieb von der Hafenseite zur Landseite fort. Zuerst waren die Schaltstellen I, II und III in Betrieb mit den Brunnen Nr. 1 bis 30, sodann kam Station IV hinzu, und die Station I wurde umgebaut. Station II und III wurden dann außer Betrieb genommen. Zurzeit ist noch Station I und IV mit 14 Brunnen in Betrieb.

Als Maßnahme gegen den Wasserandrang in den Rissen der Sohle wurden neun (Steuerbordseite: Nr. 49, 50, 51 u. 52; Backbordseite: Nr. 32, 33, 34 u. 35) Brunnen bis zum I. Kieler Grundwasserstockwerk vertieft,

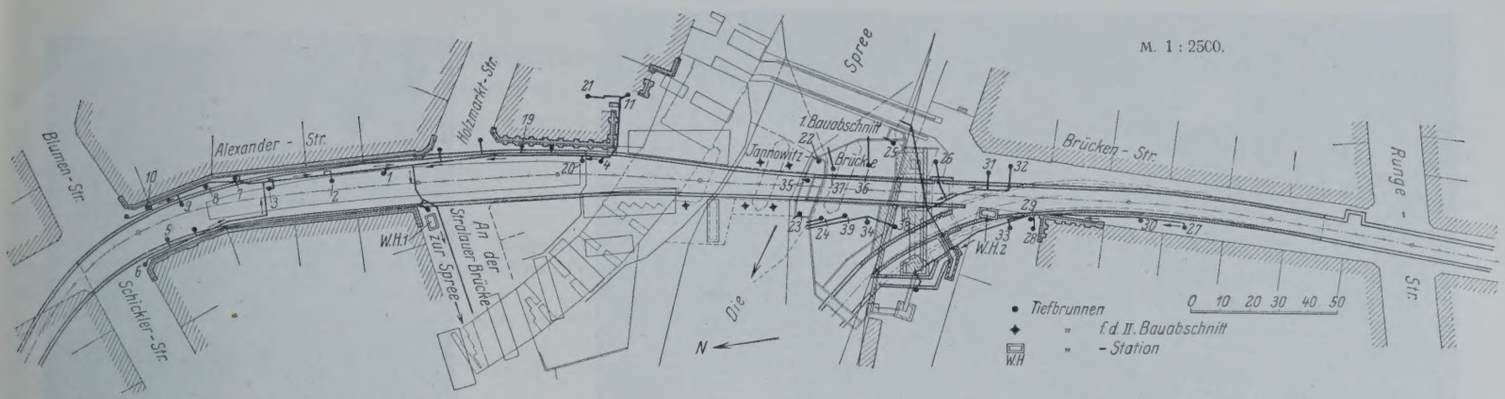


Abb. 30. Schnellbahn Gesundbrunnen—Neukölln, Los XIX, Spreetunnel. Lageplan der Baustelle mit Eintragung der Tiefbrunnenanlage.

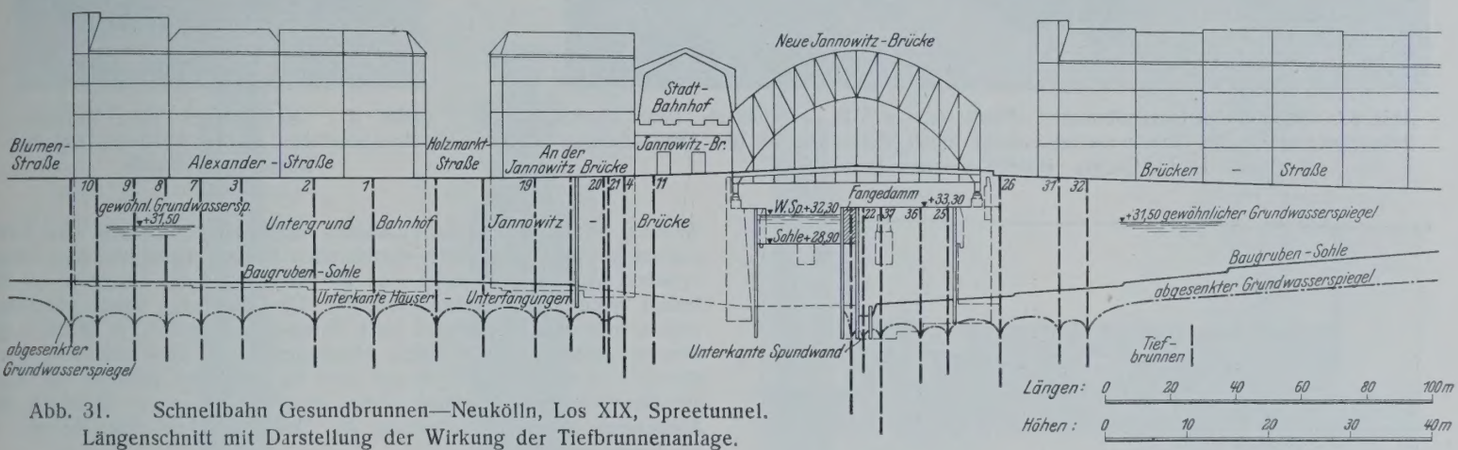


Abb. 31. Schnellbahn Gesundbrunnen—Neukölln, Los XIX, Spreetunnel. Längenschnitt mit Darstellung der Wirkung der Tiefbrunnenanlage.

wobei auch allen höher gelegenen Sand-Einlagerungen gleichfalls durch entsprechende Filterkonstruktion Vorflut zu den vertieften Brunnen gegeben wurde.

Einzelheiten über den Einbau und die Anordnung der Absenkungsanlage zeigen Abb. 27, 28 u. 29. Die Betonarbeiten wurden durch die Firma Steffen Soest, Kiel, ausgeführt, während die Grundwasserabsenkung durch die Siemens-Bauunion durchgeführt wurde.

IV. Anwendung der Tiefbrunnensenkung mittels Tiefbrunnenpumpen bei der Unterfahrung von Wasserläufen.

In Abschnitt Ib wurde auf die Vorteile hingewiesen, die sich bei solchen Unterfahrungsbauten durch die Anwendung der Tiefbrunnenpumpe ergeben. Die erste praktische Anwendung der elektrischen Tauchpumpensätze bei einem Unterwassertunnel geschieht bei der neuen Spreekreuzung durch die Schnellbahn Gesundbrunnen—Neukölln an der Jannowitzbrücke in Berlin.

Dieser Tunnelbau wird in zwei Abschnitten durchgeführt, indem zunächst vom linken Spreeufer aus durch eine Fangedammumschließung die Baugrube gegen das Spreebett abgeschlossen wird (Abb. 30). Nach Fertigstellung des ersten Abschnittes folgt der zweite vom rechten Spreeufer aus, wobei für diesen zweiten Abschnitt die Fangedammumschließung so angeordnet wird, daß sie das Endstück des im Abschnitt I fertiggestellten Tunnels mit umschließt. Die Trockenlegung der Baugrube geschieht ausschließlich durch Rohrbrunnen mit Tiefbrunnenpumpen. Die

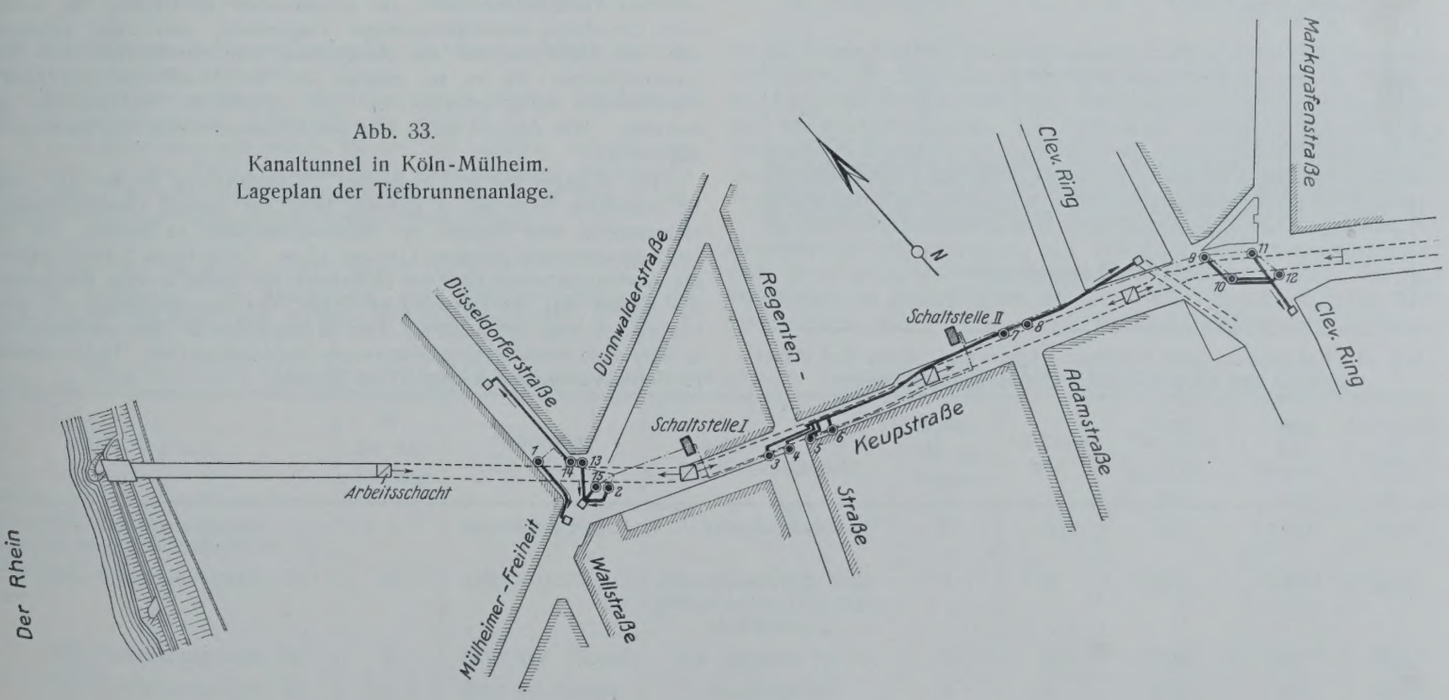


Abb. 33.
Kanaltunnel in Köln-Mülheim.
Lageplan der Tiefbrunnenanlage.

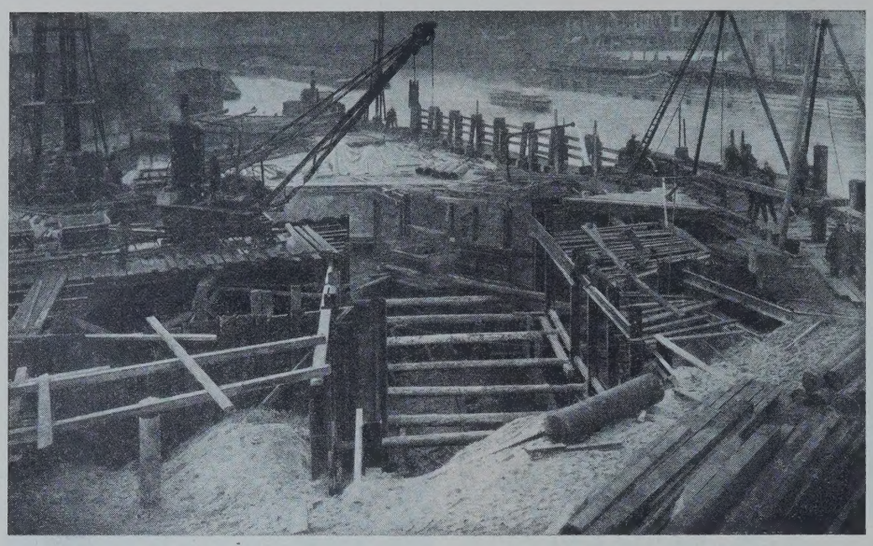


Abb. 32. Schnellbahn Gesundbrunnen—Neukölln, Los XIX, Spreetunnel. Bauabschnitt linke Spreeseite. Die Grundwasserabsenkung durch Tiefbrunnen in den Fangedämmen ist im Gange. Bohren weiterer Tiefbrunnen.

Abb. 35. Kanaltunnel Köln-Mülheim. Brunneneinbau an der Kreuzung mit der Düsseldorfer Straße.

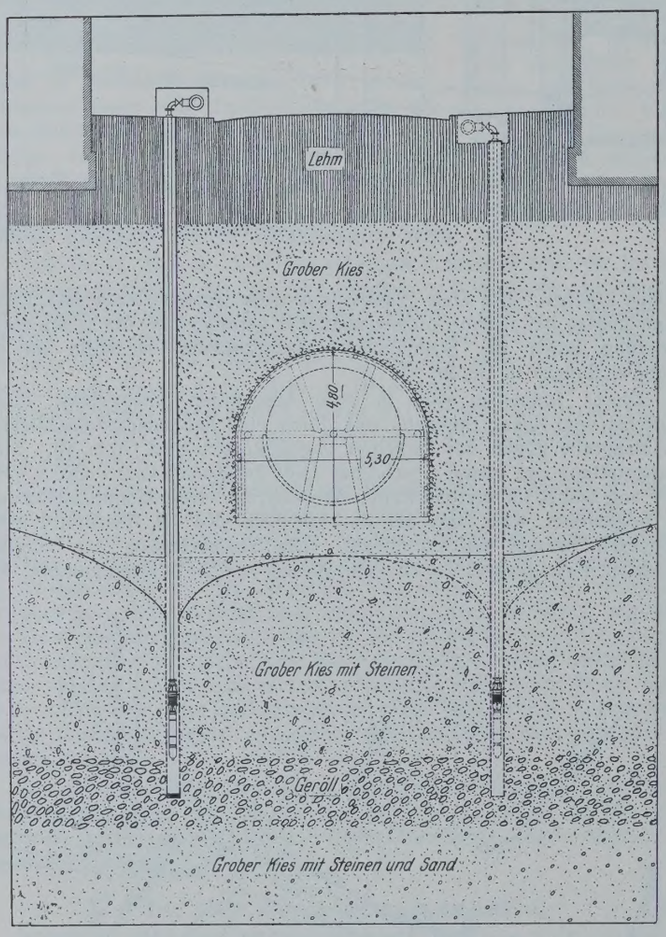


Abb. 34. Kanaltunnel Köln-Mülheim. Querschnitt durch den Kanal während des Vorbaues unter Grundwasserabsenkung.

Wirkung der im Bereich des Flußbettes angeordneten Brunnen wird durch die auf beiden Ufern bereits eingeleiteten Grundwasserabsenkungen noch verstärkt (Abb. 31). Zurzeit sind die Bauarbeiten im Abschnitt auf der linken Spreeseite im Gange (Abb. 32). Die Absenkung wurde allmählich erzielt, indem jeder Brunnen nach Fertigstellung sofort in Betrieb genommen wurde. Die verlangte Absenkung wurde ohne Schwierigkeiten erreicht. Aus Sicherheitsgründen wird die Zahl der Brunnen vor Kopf der Fangedammumschließung größer gewählt, als es zur Erzielung der Absenkung unbedingt notwendig ist. Jeder Brunnen gießt für sich in die Spree aus.

Zu erwähnen ist, daß auch bei diesen Arbeiten die Freihaltung der Baugrube von Wasserhaltungseinrichtungen sich sehr vorteilhaft bemerkbar macht.

V. Tiefbrunnensenkung bei dem tunnelmäßigen Vorbau eines städtischen Entwässerungskanals.

Schließlich sei noch eine Anwendung der Grundwasserabsenkung mittels Tiefbrunnenpumpen beim Bau eines Kanaltunnels in Köln erwähnt. In Abb. 33 ist diese Absenkungsanlage schematisch dargestellt. Der Vorbau des Kanals geschah tunnelmäßig mit Hilfe der Getriebezimmerung. Bei niedrigen Rheinwasserständen liegt die Kanalsohle über dem vom benachbarten Rhein beeinflußten Grundwasserstand. Da in den tiefer gelegenen Kanalteilen in der Nähe des Rheins schon bei mittleren Rheinwasserständen mit Grundwasser zu rechnen ist, wurde eine Grundwasserabsenkungsanlage vorgesehen, und zwar entschied sich die Bauherrin für die Anwendung von Tiefbrunnen mit Tiefbrunnenpumpen, da es so möglich ist, die Grundwasserabsenkungseinrichtungen völlig getrennt von der eigentlichen Vorbaustrecke anzuordnen. Wie Abb. 34 zeigt, sind die Brunnen seitlich des Kanalprofils angeordnet.

Die Anlage war mit insgesamt 15 Tiefbrunnen in der Zeit vom 12. Dezember 1928 bis 9. Februar 1929 mit kurzen Unterbrechungen entsprechend dem Wechsel der Rheinwasserstände in Betrieb. Die Absenkung schwankte zwischen 1,00 und 2,5 m. Unter ihrem Schutze wurden die Ausbrucharbeiten und das Betonieren der Sohle an den Kreuzungen des Kanals mit der Düsseldorfer Straße, der Regentenstraße und dem Cleveschen Ring fertiggestellt. Der zu bewältigende Wasserandrang war in dem sehr durchlässigen Untergrunde recht beträchtlich. Die Förderung je Tiefbrunnenpumpe betrug 20 bis 26 l/sek.

Alle Rechte vorbehalten.

Tiefbrunnenpumpen für Grundwasserabsenkungszwecke.

Von Regierungsbaumeister a. D. Dr.-Ing. **W. Sichardt,** Oberingenieur der Siemens-Bauunion.

Für die Grundwasserabsenkungen nach dem System der Tiefbrunnensenkung[1]) werden SSW-Tauchpumpensätze benutzt, deren Bauart das Ergebnis langjähriger hartnäckiger Arbeit in der Werkstatt, auf dem Versuchsstand und auf der Baustelle ist. Über diese Entwicklung ist vom Verfasser an anderer Stelle[2]) berichtet worden.

Bei den von den Siemens-Schuckertwerken hergestellten SSW-Tauchpumpensätzen sind grundsätzlich zwei verschiedene Typen zu unterscheiden, und zwar

1. Tauchpumpensatz mit über der Pumpe angeordnetem Motor (Abb. 1 bis 4),
2. Tauchpumpensatz mit unter der Pumpe angeordnetem Motor (Abb. 5 u. 6).

Die Type 2 mit untenliegendem Motor verdankt ihre Konstruktion hauptsächlich den Bestrebungen der Siemens-Schuckertwerke, die Erdölförderung aus tiefen Sonden, wo sehr große Förderhöhen zu überwinden sind, zu verbessern. Da, wo es sich darum handelt, die Tauchpumpensätze zum Zwecke der Förderung von Flüssigkeiten dauernd in ein bestimmtes Bohrloch einzubauen, z. B. zur Wassergewinnung oder Erdölgewinnung, wird der Pumpensatz in seinen Abmessungen und Leistungen den jeweiligen Verhältnissen möglichst genau angepaßt werden müssen. Bei Tauchpumpensätzen für die Zwecke der Grundwasserabsenkung ist mit kürzeren Betriebszeiten und wiederholtem Einbau unter häufig auch bei ein und derselben Baustelle wechselnden Förderverhältnissen hinsichtlich der Förderhöhe und der zufließenden Wassermenge zu rechnen.

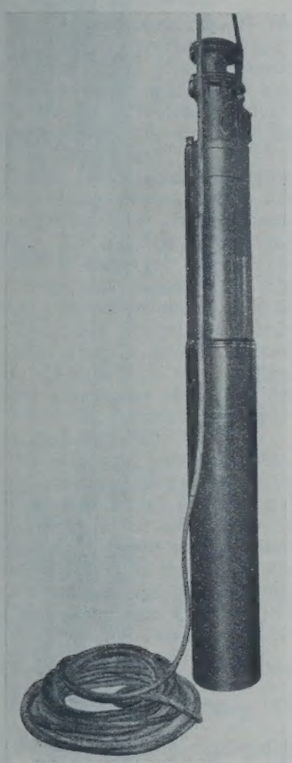


Abb. 1.
Elmotauchmotorpumpe
mit Taucherglocke.

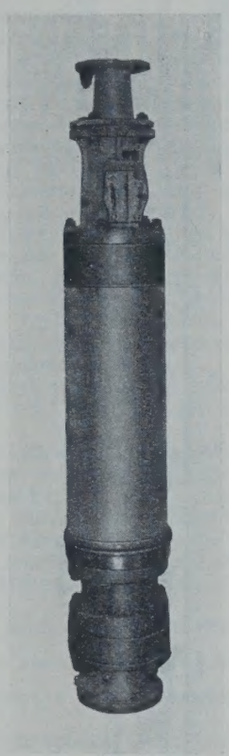


Abb. 2.
Elmotauchmotorpumpe
ohne Taucherglocke.

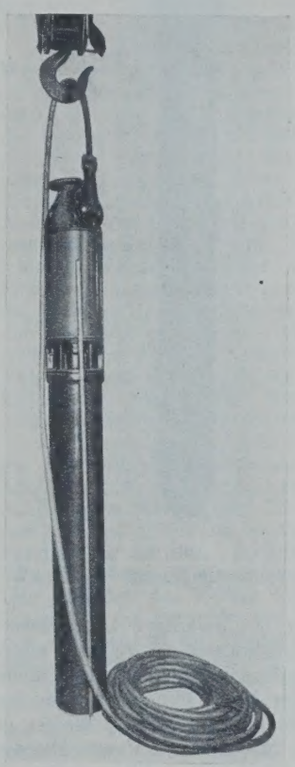


Abb. 3.
SSW-Tauchmotorpumpe TO
mit Taucherglocke.

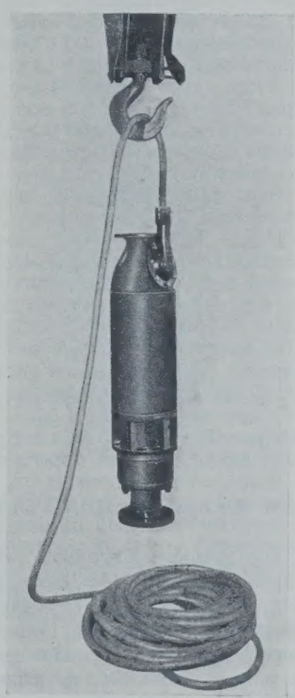


Abb. 4.
SSW-Tauchmotorpumpe TO
ohne Taucherglocke.

Beide Konstruktionen haben sich unter den verschiedenartigsten Betriebsverhältnissen bewährt, und zwar

a) bei geringem, mittlerem und starkem Wasserandrang, entsprechend *k*-Werten nach Darcy von etwa 0,0001 bis 0,005,

b) bei nahezu chemisch reinem Wasser und solchem mit den verschiedensten in der Natur vorkommenden Beimengungen wechselnder Menge, wie z. B. sehr feinen Schlammteilchen, Salzen und Säuren, insbesondere auch bei Vorhandensein starken Eisengehaltes.

Bei der Festlegung der Konstruktionsdaten mußten die geo-hydrologischen Verhältnisse des Baugrundes, die technisch-wirtschaftlichen des Brunnenbaues und der Brunnenkonstruktion und das von der Brunnenkonstruktion und der Zusammensetzung des Baugrundes bedingte Brunnenfassungsvermögen in Erwägung gezogen werden, ferner die Anforderungen der Gründungstechnik hinsichtlich der Fläche und Tiefe der zu erzielenden Absenkung und schließlich die maschinentechnische Seite des Problems.

Es liegt auf der Hand, daß es nicht möglich ist, allen diesen verschiedenartigen Anforderungen, die teilweise zueinander entgegengesetzt sind, durch eine bestimmte Konstruktion so zu entsprechen, daß allen Bedingungen in gleicher Weise mit dem größten denkbaren Nutzen Rechnung getragen wird. Die gewählten Konstruktionsdaten und die hieraus

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1927, Heft 47, 49 u. 50.

[2]) W. Sichardt, Die Anwendung von Tiefbrunnenpumpen zur Trockenlegung von Baugruben, Siemens-Zeitschrift April 1927, S. 188 u. f.

Vergleich der bisher bei Grundwasserabsenkungen verwendeten SSW-Tauchpumpensätze.

Lfd. Nr.	Type	Nr. der Abbildung	Anordnung des Motors	Schutz des Motors gegen Feuchtigkeit	Stufenzahl der Pumpe	Leistung kW	Größter Durchmesser des Pumpensatzes mm	Länge des Motors mm	Gesamtlänge des Pumpensatzes mm
1	SSW-Tauchpumpensatz Konstruktion Elmo-Werk	1 u. 2	über der Pumpe	Taucherglocke	2	13,5	310	1380	2750
2	SSW-Tauchpumpensatz Tu	6	unter der Pumpe	Motorsumpf mit Hilfspumpe bezw. Druckluftentwässerung	2	10	235	1480	2300
3	SSW-Tauchpumpensatz Tu	5	unter der Pumpe	wie laufende Nr. 2	2	5	190	1910	2650
4	SSW-Tauchpumpensatz To	3 u. 4	über der Pumpe	Taucherglocke	2	10	270	820	2400

entwickelten Maschinen stellen Kompromißlösungen dar, die zwar nur für bestimmte mittlere und häufig vorkommende Verhältnisse dem Ideal ganz nahe kommen; bei Abweichungen nach oben und unten — sei es in bezug auf die Fördermenge oder in bezug auf die Förderhöhe — liegt indessen die Einschränkung des Wirkungsgrades in verhältnismäßig geringen Grenzen. In der vorstehenden Übersicht sind die wichtigsten Daten der bisher zur Verwendung gekommenen SSW-Tauchpumpensätze zusammengestellt.

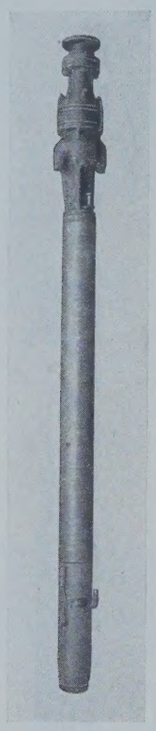


Abb. 5.
SSW-Tauchpumpensatz TU 5 kW.

Abb. 6.
SSW-Tauchpumpensatz TU 10 kW.

Die größte konstruktive Schwierigkeit bei derartigen Unterwasserpumpen besteht in der Sicherung der Motorwicklungen gegen Wasserzutritt. Die notwendige Trockenhaltung des Motors wird auf verschiedene Weise vorgenommen, je nachdem, ob der Motor über oder unter der Pumpe angeordnet ist. Die gefährliche Stelle, an der das Wasser in das Motorinnere eintreten kann, ist die Stopfbuchse, durch die die Motorwelle aus dem Motorinneren zur Kupplung mit der Pumpe herausgeführt ist. Diese Stopfbuchse liegt bei obenliegendem Motor auf der Unterseite des Motors. Der Schutz gegen Wasserzutritt geschieht hier durch Anordnung einer Taucherglocke, in der ein dem äußeren Wasserdruck entsprechender Luftdruck ständig gehalten wird. Die Taucherglocke ist so lang bemessen, daß ein Nachfüllen der Luft erst nach einigen Wochen notwendig ist. Der Luftverbrauch, hervorgerufen durch Undichtigkeiten, ist also sehr gering. Bei untenliegendem Motor ist die Sicherung des Motors gegen Eindringen von Wasser grundsätzlich von dieser eben beschriebenen Konstruktion verschieden. Bei der Stopfbuchse eintretende Flüssigkeit wird nach einem am unteren Ende des Motorgehäuses angeordneten Pumpensumpf geleitet, sammelt sich dort und wird von Zeit zu Zeit durch eine kleine Hilfskreiselpumpe aus dem Motorgehäuse entfernt (Abb. 7). Zur Sicherheit ist vorgesehen, daß das Wasser aus dem Pumpensumpf auch mit Hilfe von Druckluft herausgepreßt werden kann.

Bei beiden Konstruktionsarten sind besondere Signaleinrichtungen vorgesehen, die mit Kontakten in der Taucherglocke bezw. im Pumpensumpf verbunden sind und nach der Schalttafel in der Schaltstelle geführt sind. Sobald der Wasserstand bis zu dem Kontakt ansteigt, wird an der Schalttafel ein Signal ausgelöst, das dem Maschinisten angibt, daß die Zuführung von Druckluft notwendig ist. Beide Ausführungsarten haben sich auch unter sehr schwierigen Verhältnissen (verunreinigte Förderflüssigkeit) bewährt.

Abb. 8 zeigt, in welcher einfachen Weise der Tauchpumpensatz in einen beliebig tiefen Brunnen eingebaut werden kann. Der Strom wird dem Motor zugeführt durch eine Spezial-Gummischlauchleitung, die an die Steigerohre, an denen der Tauchpumpensatz im Brunnen hängt, angeschellt wird. Die Gummischlauchleitung wird über der Pumpe in einen besonderen gas- und wasserdichten Endverschluß geführt, in dem die drei Phasen aufgelöst und zu einer unmittelbar anschließenden wasserdichten Steckvorrichtung geleitet werden. Von der Steckvorrichtung geht die Zuleitung in Form von in Stahlrohr verlegten Gummi-Aderleitungen zum Klemmkasten des Motors.

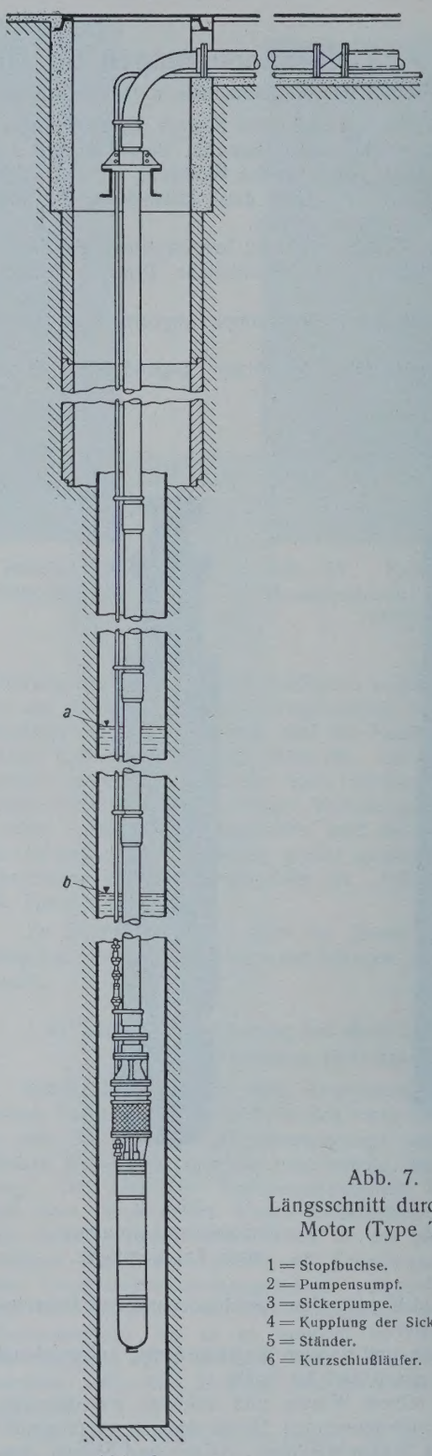


Abb. 8.
Einbau eines SSW-Tauchpumpensatzes (Type TU) in einen Brunnen.

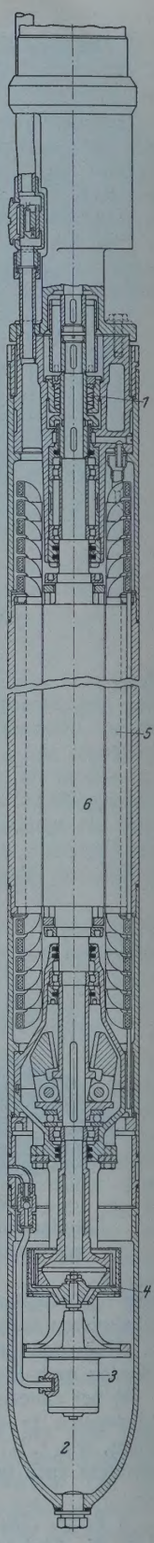


Abb. 7.
Längsschnitt durch den Motor (Type Tu).

1 = Stopfbuchse.
2 = Pumpensumpf.
3 = Sickerpumpe.
4 = Kupplung der Sickerpumpe.
5 = Ständer.
6 = Kurzschlußläufer.

Bei Mehrbrunnenanlagen mit zentraler Schaltung werden alle über Tage vorgesehenen Schaltapparate in einer Zentralstelle vereinigt.

Die Tauchpumpensätze kommen auch für Wassergewinnungsanlagen in Betracht, sofern es sich um die Hebung von Wasser aus Grundwasserströmen handelt, deren Spiegel in größerer Tiefe unter Gelände liegt.

INHALT: Der Bau der neuen Eisenbahnbrücken über die West- und Ostoder bei Stettin. — Die Befeuerung der Seeschiffahrtstraße Stettin—Swinemünde. — Die Ausführung von Grundwasserabsenkungen mit Tiefbrunnenpumpen. — Tiefbrunnenpumpen für Grundwasserabsenkungszwecke.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau. — Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

7. Jahrgang BERLIN, 14. Juni 1929 Heft 26

Bücherschau.

Der durchlaufende Träger. Fertige Formeln und Tabellen zum praktischen Gebrauch für durchlaufende Träger mit verschiedenen Feldweiten und Trägheitsmomenten, sowohl mit freier Endauflagerung als auch mit fester Einspannung, und zwar für beliebige Belastung, einschließlich Stützensenkungen und ungleichmäßiger Erwärmung, nebst einleitenden theoretischen Entwicklungen und Betrachtungen. Von Prof. Dr.-Ing. A. Kleinlogel, Darmstadt, und Bauingenieur Gustav Sigmann, Säckingen a. Rh. Berlin 1929. VIII u. 184 S. mit 200 Textabb. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geh. 15,50 R.-M., in Leinen geb. 17 R.-M.

Der Formelsammlung ist eine recht ausführliche, 48 S. umfassende Entwicklung der verwendeten Formeln vorausgeschickt. Die Verfasser legten Wert darauf, diesen theoretischen Teil so zu halten, daß zu seinem Verständnis keine sehr hohen Kenntnisse in der Mathematik, insbesondere in der Theorie der statisch unbestimmten Systeme erforderlich sind.

Ausgehend vom einfachen Balken, gelangen die Verfasser durch Anwendung der Mohrschen Sätze über die Beziehungen zwischen Biegungslinie und „reduzierter Momentenfläche“ zu den bekannten Begriffen der Belastungsglieder bezw. Kreuzlinienabschnitte und später zu der Clapeyronschen Dreimomentengleichung in allgemeinster Form. Dadurch, daß bei den Ableitungen statt der Trägheitsmomente und Balkenstützweiten stets nur deren Verhältnisse gesetzt werden, und durch die Einführung der sogenannten Steifigkeitszahlen gestaltet sich die Entwicklung besonders einfach. In ähnlicher Weise wird auch die analytische Ermittlung der Festpunkte durchgeführt. — Den symmetrischen durchlaufenden Trägern ist ein besonderer Abschnitt gewidmet, weil sich bei diesen ein erheblich vereinfachtes Rechenverfahren ergibt.

Der eigentliche Hauptteil, der II. Teil, beginnt mit einer Aufstellung der Werte der Belastungsglieder, man darf wohl sagen, für alle erdenklichen Belastungsfälle.

Der folgende, weitaus größte Abschnitt enthält die Formelsammlung für die Stützenmomente durchlaufender bezw. einseitig oder beiderseitig eingespannter Träger von einem bis zu sechs Feldern. 20 verschiedene Trägerformen nebst zahlreichen Sonderfällen und mit den verschiedensten Belastungsannahmen sind behandelt. Dieser Abschnitt betrifft die durchlaufenden Träger in der allgemeinsten Form mit Berücksichtigung etwaiger Stützensenkung und ungleichmäßiger Erwärmung, ohne Einschränkung bezüglich der Größe der Trägheitsmomente.

Der nächste Teil gibt Tabellen über solche Träger, bei denen für alle Felder der Wert $\frac{l}{J}$ gleichbleibt, ebenso auch die Belastungswerte S. Da dieser Fall in der Praxis häufig vorkommt, sind diese Tabellen von besonderem Wert.

An fünf sorgfältig durchgeführten Zahlenbeispielen, deren erstes der Praxis entnommen ist, wird die Anwendung der Tabellen eingehend erläutert.

Das Buch bringt gewiß nichts Neues über die Theorie der durchlaufenden Träger, und es will dies auch nicht. Aber was es bringt, ist klar und leicht faßlich, und die Art, wie zu bekannten Ergebnissen gelangt wird, ist dennoch neu.

Die Verfasser empfehlen das Studium des theoretischen Teiles angelegentlich, „damit eine gedankenlose Anwendung der Formeln vermieden wird“. Diese Mahnung ist beherzigenswert.

Zusammenfassend sei nochmals hervorgehoben:

Die vorliegende Formelsammlung unterscheidet sich von den bekannten Tabellen über durchlaufende Träger dadurch, daß sie verschiedene Trägheitsmomente und Stützweiten bei einem Trägerzug, alle erdenklichen Trägerformen und Belastungsarten, ferner Wärmeänderungen und Stützensenkungen berücksichtigt.

Der durchlaufende Träger spielt eine immer größer werdende Rolle. Das vorliegende Buch wird dem Ingenieur sicher ein wertvolles Hilfsmittel bei seiner Arbeit sein.

Zu bewundern ist die ungeheure Arbeitsleistung der Verfasser und ihrer Helfer. Dr.-Ing. Th. Gesteschi, Berlin.

Studienbericht über die Abdichtung von wasserdurchlässigem Fels und Mauerwerk in Eisenbahntunnels. Von Prof. K. E. Hilgard. 15 S. Berlin 1928. Verlag von Julius Springer. Preis geh. 1,20 R.-M.

Das Heft stellt die Erfahrungen der Schweizerischen Bundesbahnen und der Abdichtungskommission des Schweizerischen Wasserwirtschaftsverbandes über die Abdichtung wasserdurchlässiger Tunnel zusammen. Es werden eine Reihe von Dichtungsverfahren kurz gewürdigt und dann die Verfahren und Ergebnisse der seit 11 Jahren ausgeführten Abdichtungen mit Zementmörtel unter Sika-Zusatz beschrieben, die von allen Verfahren den besten Erfolg gebracht haben. Namentlich anläßlich der Einführung elektrischer Zugförderung mußten zahlreiche und ausgedehnte Tunnelstrecken wenigstens auf die Breite der Gleise gedichtet werden, um Kurzschlüsse zu vermeiden. Hierbei sind in über 110 Fällen die beschriebenen Verfahren mit Sika-Zement mit Erfolg angewendet worden. R. F.

Maste und Türme in Stahl. Von Dipl.-Ing. P. Sturzenegger in Zürich. IV u. 219 S. mit 362 Textabb. Berlin 1929. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geheftet 23 R.-M., in Leinen geb. 25 R.-M.

Das vorliegende Werk, ein Teilband der im Verlage von Wilhelm Ernst & Sohn erscheinenden Reihe „Das Bauen in Stahl“, behandelt ein Anwendungsgebiet des Stahlbaues, dem insbesondere in der Zeit nach dem Kriege ganz hervorragende Bedeutung erwachsen ist. Die Herstellung eiserner Maste für elektrische Fernleitungen, radiotelegraphische und radiotelephonische Zwecke und Seilbahnen, die früher einen geringen Teil der Erzeugung bildete, ist für viele Werkstätten ein Arbeitsgebiet geworden. das in ihrer Jahreserzeugung einen erheblichen Prozentsatz ausmacht.

Das Hauptanwendungsgebiet bilden wohl Maste und Türme, die zum Tragen elektrischer Leitungen bestimmt sind. In dem vorliegenden Werke ist dementsprechend zunächst ein Überblick über die Entwicklung und die Grundlagen des Leitungsbaues gegeben, der dem Eisenkonstrukteur die Bedingungen, die mit Rücksicht auf den Zweck der Konstruktionen zu erfüllen sind, darlegt. So verdienen besonders die ausführlichen Angaben über die Leiter, deren Anordnung und Befestigungen bei Energieübertragungsleitungen und den Fahrleitungen elektrischer Bahnen im ersten Abschnitte die Beachtung des Eisenkonstrukteurs, der gewöhnlich hierüber recht wenig Bescheid weiß. Der zweite Abschnitt ist den Übertragungsleitungen im engeren Sinne, die elektrische Energie zwischen ortsfesten Punkten übertragen sollen, gewidmet. Die allgemeinen Baugrundsätze, die Normung (Typisierung) und insbesondere die konstruktive Ausbildung der Tragwerke erfahren hier eine eingehende Würdigung, wobei zahlreiche Abbildungen für den Konstrukteur wertvolles und lehrreiches Material bieten. Nicht minder wichtig sind die Berechnungsgrundlagen und -verfahren, die den Abschluß dieses Abschnittes bilden und die im wesentlichen die deutschen und schweizerischen Vorschriften zur Grundlage haben.

In entsprechender stofflicher Anordnung werden im dritten Abschnitte die Fahrleitungen elektrischer Bahnen behandelt, während der nächste Abschnitt mit besonderer Ausführlichkeit die Verankerungen und Gründungen von Masten und Türmen bringt, die üblichen Ausführungsarten erläutert und ferner die notwendigen Unterlagen zur Berechnung solcher Fundamente enthält. Schließlich sind in einem Abschnitte noch die Schutzmittel gegen Korrosion, Anstrich und Metallisierung, besprochen. Den Abschluß des Werkes bilden Ausführungen über die Transporte der Tragwerke zur Baustelle und ihre Aufstellung sowie kurze Angaben über den Zeitaufwand für Montage, über das durchschnittliche Eisengewicht und die durch die Erhaltung verursachten Betriebskosten.

Schon die vorstehende kurze Inhaltsangabe läßt erkennen, daß das vorliegende Werk für den Konstrukteur von Tragwerken für elektrische Leitungen ein überaus willkommener Behelf sein wird. In statischer wie konstruktiver Hinsicht bringt ja die Berechnung und Konstruktion solcher Tragwerke keine besonderen Probleme; der entwerfende Ingenieur darf aber nicht übersehen, daß mit Rücksicht auf die große Zahl mehr oder weniger gleicher Bauwerke, wie sie die einzelnen Maste einer Fernleitung vorstellen, es besonders darauf ankommt, das einzelne, sich immer wiederholende Element in konstruktiv und wirtschaftlich einwandfreier Weise auszubilden. Ganz wesentlich ist aber für die Lösung dieser Aufgabe, daß auch der Elektrotechniker gewisse Kenntnisse des Eisenbaues hat, weshalb das vorliegende Werk nicht nur dem Eisenbauer, sondern auch dem Elektrotechniker zum Studium wärmstens empfohlen werden kann.

Dr. Ernst Melan.

Der Ruhrverband. Von Dr.-Ing. K. Imhoff. 2. Aufl. 25 S. mit einer Karte und 76 Abb. Berlin 1928. Carl Heymanns Verlag.

Die zweite Auflage (Juli 1928) ist der ersten (Juni 1926), die in der „Bautechnik“ 1926, Heft 54, S. 828 besprochen wurde, binnen zwei Jahren gefolgt. Sie schildert die Fortschritte, die das große Werk der Freimachung und Freihaltung des Ruhrwassers von gesundheitschädlichen Beimengungen in diesen zwei Jahren gemacht hat. Die Gesamt-Bauausgaben des Verbandes sind von 12,46 auf 32,19 Mill. R.-M. gestiegen. Insbesondere sind unter den Hauptausführungen zu nennen:

1. das Klärwerk Essen-Rellinghausen mit seiner zum ersten Male in Deutschland im großen angewendeten Schlammbelebungsanlage,
2. zehn verschiedene Anlagen mit biologischen Tauchkörpern,
3. der Stausee bei Hengstey unmittelbar unterhalb der Lennemündung und oberhalb der Grundwassergalerie der Ruhrwasserwerke, in den das unreine Ruhrwasser umgeleitet und aus dem es nach Absetzen der mitgeführten Schlammteile in gereinigtem Zustande wieder in die Ruhr abgelassen wird.

Mit diesen Mitteln ist schon jetzt auf einigen Strecken der Ruhr ein guter Erfolg erzielt worden; namentlich ist auf der Mündungsstrecke am Rhein die Ruhr wieder als Fluß von natürlicher Reinheit anzusprechen. Auf der mittleren Ruhr, etwa auf der Strecke zwischen Essen und Hagen, läßt der Zustand noch zu wünschen. Hier wird für die Zukunft eine weitere Hebung der Selbstreinigungskraft des Flusses durch Anlage neuer Stauseen nach dem Muster desjenigen bei Hengstey angestrebt. K. Meier, Berlin.

Fertigkonstruktionen im Beton- und Eisenbetonbau. Von Professor Dr.-Ing. A. Kleinlogel, Privatdozent an der Techn. Hochschule Darmstadt. Baukonstruktionen aus fabrikmäßig hergestellten Eisenbeton-Fertigteilen aus folgenden Gebieten: Allgemeiner Hochbau, Hallen- und Industriebau, Kirchenbauten, Siedlungsbau, Gewächshäuser, Brückenbau, Stützmauern, Ufer- und Hafenmauern, Talsperren, Eisenbahnbau, Kanäle. 91 S. mit 140 Textabb. Berlin 1928. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geb. 8,60 R.-M.

Die Versuche, im Eisenbetonbau einzelne Bauglieder, die in größerer Zahl vorkommen, fabrikmäßig herzustellen und dann später an Ort und Stelle zu versetzen, wie es im Holz- und Eisenbau üblich ist, reichen weit zurück. Der leitende Gesichtspunkt hierbei ist die Erhöhung der Wirtschaftlichkeit; auch die größere Unabhängigkeit von Witterungseinflüssen und die Beschleunigung der Baustellenarbeit können eine Rolle spielen. Enge Grenzen sind diesem Verfahren aber dadurch gesetzt, daß das hohe Gewicht der Eisenbetonbauteile sehr schwere Montageeinrichtungen verlangt, die in den meisten Fällen nicht zur Verfügung stehen, und daß die Anschlüsse häufig besondere und kostspielige Maßnahmen bedingen, wenn der monolithische Charakter des Eisenbetonbauwerkes gewahrt werden soll.

In dem vorliegenden Buch hat der Verfasser aus der neueren Literatur eine Reihe von Bauwerken zusammengestellt, bei denen vorher fertiggestellte Eisenbetonbauteile zur Anwendung gelangt sind. Manche dieser Beispiele, insbesondere die Wiederherstellung des Dachstuhles der Kathedrale von Reims, ferner die in Amerika als Stützmauer verwendeten „cribbing walls", zeigen eine außerordentlich sinnreiche Aufteilung in gleiche und leicht zu montierende Einzelteile. Das durch den Verlag gut ausgestattete Heft gibt nützliche Anregungen auf diesem Gebiete und kann empfohlen werden. Nakonz, Berlin W15.

Die Rheinisch-Westfälische Städtebahn. Schlußbetrachtungen zu den bisherigen kritischen Äußerungen. Von Geh. Baurat Dr.-Ing. ehr. G. Kemmann. 94 S. mit 1 Zahlentafel, 4 Bildtafeln und 15 Textabb. Berlin 1928. Selbstverlag des Verfassers.

Die Frage der Wirtschaftlichkeit der geplanten Städtebahn ist in der „Bautechnik" 1928, Heft 24, S. 323, von mir erörtert worden. Die Auffassung der Studiengesellschaft für die R. W. S. geht dahin, daß das Unternehmen finanziell durchführbar ist. Diese Auffassung wird durch mehrere Gutachten von Kemmann gestützt. Die gegenteilige Auffassung, daß das Unternehmen finanziell undurchführbar sei, wurde von Prof. Dr.-Ing. Giese in zwei umfangreichen Denkschriften begründet. Hierüber sei im einzelnen auf meine oben angegebene Besprechung verwiesen.

Kemmann faßt in seinen „Schlußbetrachtungen" nochmals die wesentlichen Gesichtspunkte für und wider die Städtebahn zusammen und beschäftigt sich insbesondere mit der zweiten Denkschrift von Giese. Er kommt zu einer Bestätigung seiner früheren Auffassung, daß das Unternehmen finanziell durchführbar ist und durch den geplanten Ausbau der Reichsbahn nicht ersetzt werden kann.

Die letzte Arbeit von Kemmann behandelt die Rechtsgrundlagen, die Linienführung, die technischen Grundlagen, Bahnanlage und Betrieb, Anlagekosten, Verkehr, Betriebsleistung, Einnahmen, Betriebskosten, Steuern und Rücklagen.

Für alle Fachgenossen, die mit der Ertragsberechnung von Verkehrsunternehmungen zu tun haben, ist das Kemmannsche Buch von außerordentlichem Wert. Es enthält eine Fülle von Stoff, der sonst schwer zugänglich ist. Geradezu vorbildlich ist die Art und Weise, in der Kemmann die Betriebsergebnisse anderer Unternehmungen benutzt, um daraus Rückschlüsse auf die Ertragsaussichten des geplanten Unternehmens zu ziehen. Kemmann schließt seine Arbeit mit der Aufforderung, „alle die Kreise zu gemeinsamer Behandlung, Förderung und schließlicher Durchführung der Aufgaben zu vereinen, die an der Neugestaltung und am Ausbau des Verkehrswesens im Rhein-Ruhr-Gebiet Interesse haben. Die Reichsbahn dürfte sich dabei nicht ausschließen".

Die Mahnung Kemmanns an die Reichsbahn erscheint mir von besonderer Bedeutung. Für die Reichsbahn ergibt sich eine sonderbare Zwitterstellung. Auf der einen Seite stehen sich Reichsbahn und Studiengesellschaft der R.W.S. als Wettbewerber um die gleiche Verkehrsaufgabe gegenüber, auf der anderen Seite ist die Reichsbahn technischer Berater der Staatlichen Aufsichtsbehörde. Daraus ergibt sich ein unheilvoller Zwiespalt, der dringend einer vernünftigen Lösung bedarf. Der Reichsbevollmächtigte für Privatbahnaufsicht in Essen hat betr. Prüfung der allgemeinen Vorarbeiten für die R.W.S. am 29. September 1928 eine Verfügung erlassen, die im wesentlichen darauf hinausläuft, daß für den Bau der R.W.S. die Bau- und Betriebsvorschriften der Reichsbahn zugrunde zu legen sind. Diese Forderung ist meines Erachtens im vorliegenden Falle unbillig und bedenklich, denn die Bau- und Betriebsvorschriften der Reichsbahn sind hervorgegangen im wesentlichen aus den Bedürfnissen des großen internationalen Güterverkehrs. Damit hat die geplante Rheinisch-Westfälische Schnellbahn ebensowenig zu tun, wie beispielsweise die Hoch- und Untergrundbahnen in Berlin, Hamburg, Paris, London, New York. Die Bedenklichkeit derartiger Vorschriften ergibt sich aus der einfachen Überlegung, daß alle diese genannten Schnellbahnen heute überhaupt nicht vorhanden wären, wenn man ihnen auferlegt hätte, daß sie nach den Bau- und Betriebsordnungen der Fernbahnen hätten hergestellt werden müssen. Die Aufsichtsbehörde ist meines Erachtens im vorliegenden Falle durch ihren technischen Berater nicht gut beraten worden. Es erscheint mir notwendig, dieses als meine Auffassung auszusprechen.

Prof. Richard Petersen, Danzig.

Tolkmitt, Bauaufsicht und Bauführung. Handbuch für den praktischen Baudienst. 5. Aufl. 1. Bd. Redigiert von M. Rendschmidt, Magistratsoberbaurat. XII u. 264 S. Berlin 1929. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geh. 9 R.-M., in Leinen geb. 10 R.-M.

Von dem Sammelwerk „Bauaufsicht und Bauführung", das für den praktischen Baudienst ein wertvolles Nachschlage- und Handbuch darstellt, waren bisher Band 2: Einleitung, Ausführung und Unterhaltung von Hochbauten, und Band 3: Berechnung und Ausführung von Ingenieurbauten, neu herausgegeben worden, um allen Neuerungen der Gegenwart gerecht zu werden. Es folgt nunmehr als Abschluß der Neubearbeitungen der 1. Band, der von allgemeiner Bauleitung, Kostenschätzungen, Entwerfen und Kostenberechnungen von Hochbauten handelt. Es sind dies Themen, die in den Lehrbüchern und Veröffentlichungen vernachlässigt werden, die aber für die Baupraxis von außerordentlicher Wichtigkeit sind. Namhafte Mitarbeiter behandeln in 9 verschiedenen Abschnitten: Tarifvertragsrecht und Arbeitsrecht; Unfallverhütung und Gesundheitspflege; die Baustoffe, ihre Auswahl und Prüfung; Abschätzungen von Grundstücken und Hochbauten; Vornahme und überschlägliche Kostenberechnungen für Hochbauten; Entwurf und Kostenanschläge; Feldmessen und Nivellieren; Betrieb und Unterhaltung von Baumaschinen, und schließlich Gesetze und Verordnungen, das Bauwesen in Preußen betreffend.

Diese reiche Zusammenstellung zeigt, daß die in der Praxis stehenden Bauingenieure und Architekten, Unternehmer und Beamte, sowie die Lernenden ein reiches Material vorfinden, aus dem sie sich Rat und Anleitung holen können. Koeppen, Magistratsoberbaurat.

Die Theorie der Gewichtsstaumauern unter Rücksicht auf die neueren Ergebnisse der Festigkeitslehre. Von Dr.-Ing. K. Kammüller. 60 S. mit 25 Abb. Berlin 1929. Verlag von Julius Springer. Preis 5,40 R.-M.

In vier Hauptabschnitten, I. Der Unterdruck, II. Der Spannungszustand, III. Die Anstrengung und IV. Der Abstand der Dehnungsfugen behandelt der Verfasser diejenigen Probleme der statischen Berechnung von Staumauern, die ihm genügend ausgereift und zugleich wichtig genug erscheinen, um Berücksichtigung in der Praxis zu verdienen.

Mit Recht wird der Unterdruck an die Spitze gestellt. Unbegründete Bedenken und physikalisch unhaltbare Auffassungen beherrschen diese Frage heute noch und legen dem entwerfenden Ingenieur einen schweren Hemmschuh an. Nach einer kurzen Darstellung der Ansichten Lévys und Lickfelds wird das heute übliche Verfahren von Fecht und Link besprochen, das sich an das Lickfeldsche Verfahren anlehnt, jedoch etwas schlankere Mauerprofile liefert, weil der Wasserdruck in der Mauerfuge gegen die Luftseite fallend angenommen wird. Diese Verfahren haben die Berechnung des erforderlichen Spitzenwinkels im „Grunddreieck" zum Ziele. Auf die Mitwirkung von Zugspannungen im Beton muß dabei in jeder Beziehung verzichtet werden, und zwar nicht bloß aus dem vom Verfasser angegebenen Grunde. Zugspannungen, die im Endpunkte einer aufgerissenen Fuge auftreten, müßten aus elastizitätstheoretischen Gründen gegen die Luftseite zu unendlich rasch abfallen, wenn dem Baustoffe keine plastischen Eigenschaften zugeschrieben werden sollen. Für nicht plastischen Baustoff gibt es daher nur zwei Möglichkeiten: entweder sind die genannten Zugspannungen unendlich groß, oder es verschwindet ihre Reduktionsresultante. Im letzteren Falle haben sie keinen Einfluß auf das Gleichgewicht des oberhalb der Fuge befindlichen Mauerteiles. An diese Verfahren reiht sich eine Besprechung der Theorie des Auftriebes in Talsperren von Fillunger. Diese besteht in einer unmittelbaren Berechnung der Kräfte, die durch das Porenwasser in der Mauer entstehen. Sie lassen sich durch Massenkräfte darstellen, also durch Kräfte, die auf die Raumeinheit bezogen werden, wie das Eigengewicht. Zu ihrer Berechnung muß man die Verteilung des Porendruckes in der Mauer und die Verteilung der Poren auf Bindemittel und Steineinlagen kennen. Die Verteilung des Porendruckes darf ohne erheblichen Nachteil für die Genauigkeit der Rechnung irgendwie glaubwürdig angenommen werden, die Verteilung der Poren auf Bindemittel und Steineinlagen ergibt sich aus einfachen Versuchen über die Wasseraufnahme. Im Gegensatze zu den früher behandelten Verfahren sind hier Fugen, die schon eine teilweise Zerstörung der Mauer bedeuten würden, nicht vorauszusetzen. Die Berücksichtigung des Auftriebes wird besonders einfach, wenn man nur seine lotrechten Teilkräfte beachtet, wie der Verfasser empfiehlt. Dies läuft auf eine Verminderung des Eigengewichtes der Mauer hinaus, die bis zu 0,5 t/m³ betragen kann, und bringt nach Dr. Kammüller eine schöne Bestätigung für die dreieckförmige Verteilung des Unterdruckes im Verfahren von Fecht und Link. Wichtiger erscheint mir jedoch der Umstand, daß meine Theorie des Auftriebes eine physikalische Deutung der oft gemachten Annahme zuläßt, daß der Unterdruck in der Fuge nur auf einem Teile der Fugenfläche wirksam ist. Setzt man den Inhalt einer Staumauer, die ohne Berücksichtigung des Auftriebes berechnet wurde, gleich 1, so ergeben sich die Inhalte nach der Lévyschen Forderung gleich 1,33, nach Lickfeld 1,23 bis 1,26, nach Link 1,11, nach der Theorie des Unterzeichneten mit den von Dr. Kammüller vorgeschlagenen Vereinfachungen gleich 1,05 bis 1,13.

Den Spannungszustand zerlegt der Verfasser in die Grundspannungen, die dem Grunddreieck entsprechen, und in die Zusatzspannungen, die von der sogen. Kronenlast, der Stauüberhöhung und dem Eisdruck herrühren. Nimmt man das Naviersche Geradliniengesetz, im Talsperrenbau gewöhnlich „Trapezgesetz" genannt, in allen Fällen als gültig an, so erhält man einfache Formeln, die der Verfasser übersichtlich zusammenstellt.

Die neueren, vom Verfasser kritisch beleuchteten Anschauungen über das Maß der Bruchgefahr führen den Verfasser im dritten Abschnitt zu

dem bemerkenswerten Vorschlage, in den weniger angestrengten oberen Mauerteilen magere Betonmischungen zu verwenden. Man würde damit nebenbei der Entstehung von Schwindrissen entgegenwirken und könnte die Anzahl der Dehnfugen verringern.

Mit dem Abstande der Dehnfugen befaßt sich der letzte Abschnitt in enger Anlehnung an Überlegungen Engeßers. Auf Grund einer Abschätzung gelangt der Verfasser zu einem erforderlichen Abstand der Dehnfugen, der mit den gebräuchlichen Abmessungen übereinstimmt. Die Wichtigkeit dieser Frage kann nicht geleugnet werden. Man kann aber den Zweifel nur schwer unterdrücken, daß sie derzeit schon genügend geklärt ist, um der Praxis eine einfache, nicht auf reiner Erfahrung beruhende Berechnungsformel übergeben zu können.

Im ganzen dürfte das Buch dem Praktiker viele Anregungen bieten und durch die überall angestrebte Einfachheit der Darstellung der Absicht des Verfassers entsprechend den neueren Ergebnissen der Festigkeitslehre Eingang in die Praxis verschaffen. P. Fillunger.

Polizeiverordnung über die bauliche Anlage, die innere Einrichtung und den Betrieb von Theatern, öffentlichen Versammlungsräumen und Zirkusanlagen. 6. Auflage der amtlichen Ausgabe unter Berücksichtigung der inzwischen veröffentlichten amtlichen Erlasse. Berlin 1929. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis 4 R.-M.

Das Heft enthält u. a. die Verordnungen über die Lage, Umgebung und Zugänglichkeit der Gebäude, über die Einrichtungen von Zuschauerhaus und Bühnenhaus, über Bauart, Beleuchtung, Heizung, Lüftung und Rauchabführung, über Feuerlöscheinrichtungen und sonstige Sicherungen gegen Feuersgefahr. Am Schluß des Heftes befinden sich die Runderlasse zur Polizeiverordnung aus den Jahren 1909 bis 1928. Die angefügten erläuternden Skizzen tragen in hohem Maße zum Verständnis der Bestimmungen bei.

Für den Bauingenieur ist es wesentlich, zu erwähnen, daß die baukonstruktive Seite, wie Wände, Decken, Dächer usw., in einem besonderen Abschnitt behandelt ist und daß die Feuersicherheitsanforderungen an die verschiedenen Baustoffe aufgeführt sind. Schaim.

Practical treatise on suspension bridges. Von Dr. A. Steinman. 2. Auflage. 299 S. New York 1929. John Wiley & Sons, Inc. Preis 5 $.

Die zweite Auflage des von Dr. Steinman (Mitinhaber der durch verschiedene größere amerikanische Hängebrücken-Entwürfe und -Ausführungen bekannten Ingenieurfirma Robinson and Steinman) erstmalig bereits 1922 erschienenen Buches über Hängebrücken bringt eine wesentliche Erweiterung und stellt in einfacher und übersichtlicher Gestaltung eine gute Anleitung für die statische Berechnung, für die Konstruktion und den Bau von Hängebrücken aller Art dar. Das Buch ist sowohl für den praktischen Ingenieur, der sich schnell unterrichten will, als auch für den Studierenden zur Einführung gut geeignet. Für den erfahrenen Brückenbauer fehlt jedoch vielfach die Behandlung von Sonderfragen der statischen Berechnung und auch der Konstruktion, die den europäischen Ingenieur ganz besonders interessieren würde, um etwas mehr über das Wesentliche des amerikanischen Hängebrücken-Baues im Zusammenhang erfahren zu können.

Im ersten Abschnitt werden die verschiedenen Arten von Hängebrücken nach dem Grade ihrer statischen Unbestimmtheit und nach der Form der Versteifungsträger theoretisch behandelt und die Berechnung ohne Berücksichtigung der Formänderungen (also nur auf Grund der Elastizitätstheorie) behandelt. Dabei wird die Annahme gemacht, daß die Eigenlasten des Traggliedes, des Versteifungsträgers und der Fahrbahn wagerecht als gleichmäßig verteilte Lasten aufgefaßt werden können, die nur vom Traggliede aufgenommen werden. Die Berechnung erstreckt sich ferner nur auf die Berücksichtigung von Eigengewicht und Verkehrslasten, sowie auf den Einfluß der Temperatur, während über Windkräfte hier und in den weiteren Abschnitten überhaupt nichts und ganz besonders nichts über die gegenseitige Beeinflussung von Windverbänden und Tragwerk gesagt ist.

Der zweite Abschnitt bringt Angaben über die allgemeine Anordnung von Hängebrücken, ihre Proportionen und ihre Wirtschaftlichkeit sowie über die grundsätzlichen Unterschiede bei Verwendung von Ketten und Kabeln für das Tragglied. Die Materialfragen für letzteres und insbesondere die verschiedenen Arten der Ausführung der Kabel werden verhältnismäßig kurz gestreift, so daß der europäische Leser eingehendere Darstellungen und Zusammenstellungen über die verschiedenen neuesten amerikanischen Hängebrücken vermißt.

Der dritte Abschnitt enthält einfache Berechnungsbeispiele unter Verwendung der im ersten Teil abgeleiteten Formeln und Voraussetzungen. Im vierten Abschnitt wird über die möglichen Montagearten von Hängebrücken eine Übersicht an Hand von einigen Beispielen gegeben, ohne daß jedoch dieser Abschnitt Anspruch auf eine vollständige und umfassende Darstellung erheben könnte.

Der zweite, kleinere Teil des Buches bringt fünf Anlagen. Die Anlage A enthält graphische Darstellungen zur Berechnung von Höchstmomenten und Querkräften für Hängebrücken verschiedener Stützweiten und verschiedener gleichmäßig verteilter Lasten. Die Kurven gelten für die Haupt- und Nebenöffnungen von Brücken mit frei aufliegenden Versteifungsträgern, und zwar für die Fälle mit und ohne Aufhängung der Nebenöffnungen. Die Werte sind ebenfalls auf Grund der Annahmen des Abschnittes 1 entwickelt, eignen sich jedoch gut für erste Überschlagberechnungen.

In der Anlage B schildert der Verfasser die 1926 fertiggestellte Hängebrücke bei Florianopolis, deren Entwurf und Berechnung von der Ingenieurfirma Robinson and Steinman herrührt.[1]) Die Brücke ist bekanntlich die weitestgespannte Ketten- bezw. Augenstab-Hängebrücke der Welt und ist bemerkenswert durch die Art der Linienführung des Versteifungsträgers.

In der Anlage C beschäftigt sich der Verfasser mit der kurzen Wiedergabe des ebenfalls von ihm herrührenden Entwurfes einer kleineren Hängebrücke über den Ohio bei Portsmouth, bei der hauptsächlich die Montage von Interesse ist. Schließlich ist in der Anlage D ein Abriß über die genauere Berechnung von Hängebrücken unter Berücksichtigung von Formänderungen gegeben, und zwar wiederum für solche mit frei aufliegendem Versteifungsträger mit und ohne Aufhängung der beiden Nebenöffnungen. Das Rechnungsverfahren ist an einigen praktischen Ausführungen bereits erprobt, und in besonderen Kurvendarstellungen ist der Unterschied in den Ergebnissen für die Momente und Querkräfte bei dieser genaueren Berechnung gegenüber der Berechnung ohne Berücksichtigung der Formänderungen gegeben. Den Schluß (Anlage E) bildet eine chronologische Zusammenstellung der bisher gebauten Hängebrücken mit den Angaben ihres Entstehungsjahres bezw. Lebensalters.

Das Buch erfüllt den Zweck, eine Einführung in die Berechnung und in den Bau von Hängebrücken zu geben, durch seine Übersichtlichkeit sehr gut, doch würde es, gemessen an den Forderungen, die an ein derartiges Buch in Deutschland gestellt werden, noch gewinnen, wenn ein reichlicheres Material an Abbildungen vorhanden und namentlich mehr konstruktive Einzelheiten wiedergegeben wären, und wenn für die genaueren Berechnungsverfahren und besonderen statischen Fragen wenigstens Literaturzusammenstellungen gegeben wären. Dr. Karner.

Festigkeitslehre. Von Prof. George Fillmore Swain, L. L. D., New York. Autorisierte Übersetzung von Dr.-Ing. A. Mehmel, Hannover. XVIII u. 630 S. mit 463 Abb. Berlin 1928. Verlag von Julius Springer. Preis geb. 34 R.-M.

Das vorliegende Buch ist der I. Band eines „Handbuches der Ingenieur-Wissenschaften". Der in Amerika sehr bekannte Verfasser, G. F. Swain, war lange Zeit beratender Ingenieur der Massachusetts Railroad Commission und ist jetzt Professor an der Harvard-Universität zu New York; seine Vorlesungen bilden das Gerippe des Handbuches. Der in dem I. Bande behandelte Stoff geht erheblich über das Gebiet der eigentlichen Festigkeitslehre hinaus; so finden sich auch die Grundzüge der Mechanik starrer Körper, der Gerber-Träger und der durchlaufende Träger, die Nietverbindungen, einzelne Gebiete der Materialprüfung und die Theorie des Eisenbetons erörtert. Eine besonders eingehende Behandlung haben die auf Knicken beanspruchten Stäbe erfahren. Anderseits hat sich der Verfasser bei den „Behältern" auf die einfachste Berechnung beschränkt.

Es ist natürlich, daß in dem Buche die amerikanischen Anschauungen zur Geltung gebracht sind, die ja nicht selten von den unsrigen etwas abweichen. Wo die Unstimmigkeit zu stark war, hat in dankenswerter Weise der sachverständige Übersetzer eingegriffen und auch deutsche Arbeiten, von denen Swain — ausgenommen etwa die Mohrschen Forschungsergebnisse — nicht viele zu kennen scheint, berücksichtigt, so daß der deutsche Leser doch im allgemeinen ein richtiges Bild von dem Stande der Wissenschaft erhält. Ganz besonders gilt dies u. a. für das Kapitel: „Ursachen und Voraussetzungen für den Bruch eines Materials".

Im übrigen liegt aber der Wert des Swainschen Werkes weniger in dem, was es bringt, sondern — unter Zurückstellung strenger Systematik — mehr in der anschaulichen Darstellung des behandelten Stoffes. Swain liebt es, auf die praktische Auswirkung und die Möglichkeiten der Anwendung der gewonnenen Erkenntnisse hinzuweisen, und sichert sich auf diese Weise das Interesse des Ingenieurs.

Recht beachtenswert erscheinen die einleitenden Betrachtungen des Verfassers über den Wert mathematischer Untersuchungen, des Versuchswesens und „des gesunden Menschenverstandes" auf dem Gebiete der technischen Mechanik. Jedenfalls ist es für deutsche Leser ungewöhnlich, von „Übertreibungen des Versuchswesens" zu hören. Der Verfasser meint sogar, daß „häufig experimentiert wird, um das Denken zu ersparen". Er steht dem Versuchswesen fast ebenso skeptisch gegenüber wie der einseitigen Anwendung mathematischer Deduktionen.

Wenn es auch an guten Werken über Festigkeitslehre in der deutschen Literatur nicht mangelt, so muß es doch als ein besonderes Verdienst des Übersetzers gelten, daß er uns in vortrefflicher Form die Anschauungen eines namhaften amerikanischen Ingenieurs und Lehrers näher gebracht hat. Aus diesem Gesichtspunkte ist das Erscheinen des Buches sehr zu begrüßen. Ls.

Rohre, unter besonderer Berücksichtigung der Rohre für Wasserkraftanlagen. Von Dr.-Ing. Dipl.-Ing. Victor Mann. XII u. 208 S. mit 138 Abb. München und Berlin 1928. Verlag von R. Oldenbourg. Preis geh. 11,50 R.-M., geb. 13,50 R.-M.

Diese Schrift gehört zu den noch immer seltenen, aber um so notwendigeren Arbeiten, die ein Teilgebiet der technischen Wissenschaft durch geschlossene Darstellung der in zahlreichen Zeit- und Druckschriften zerstreuten Themen vertiefend und zusammenfassend behandeln. Das Buch von Mann richtet sich daher in erster Linie an den praktisch tätigen Konstrukteur, für den es in mancher Hinsicht ein wertvolles Hilfsmittel bei der technisch und wirtschaftlich vollkommenen Durchbildung von Rohrleitungen bildet. Die Arbeit läßt allerdings an verschiedenen Stellen die Schwierigkeiten erkennen, die darin liegen, den umfangreichen und vielseitigen Stoff des Fachgebietes „Rohre" auf knapp 200 Seiten einheitlich und gleichmäßig darzustellen.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1928, Heft 16, S. 217.

Das Buch zerfällt in zwei Teile: einen mechanischen und einen hydraulischen Teil. Der erste Teil ist der konstruktiven Durchbildung der verschiedenen Rohrarten (Metall, Holz, Beton, Eisenbeton, Eternit) und ihrer Festigkeitsberechnung gewidmet, bringt in vergleichender Analyse eine Gegenüberstellung ihrer Eigenschaften und ihres Verhaltens im Betrieb und gibt schließlich einen gut unterrichtenden Überblick über die Gesamtanlage von Rohrleitungen. Die den Eisenrohren gewidmeten Abschnitte werden vielen Bauingenieuren als zuverlässige Ratgeber willkommen sein, zumal sie manche Erfahrungen enthalten, die aus begreiflichen Gründen die Werkskataloge verschweigen. Im zweiten Teil seiner Arbeit behandelt der Verfasser in leichtfaßlicher Weise die Hydraulik von Rohrleitungen, wobei die in zahlreichen Veröffentlichungen beackerten Sonderfragen wie kritische Geschwindigkeit, Geschwindigkeitsverteilung bei turbulenter Strömung und andere zur hydraulischen und statischen Berechnung der Rohre gehörende Probleme gedrängt erörtert werden. Besonders ausführlich werden die dynamischen Druckänderungen auf Grund der nicht eben leicht faßlichen Darstellung von Lorenz Allievi in übersichtlicher und gut verständlicher Weise besprochen, was auch dem mathematisch weniger geschulten Leser willkommen sein wird. Mit einer Erörterung des noch reichlich unklaren Krümmerproblems sowie mit einer kurzen Besprechung einiger Druck-, Geschwindigkeits- und Wassermengenmessungen schließt das Buch, allerdings ohne seine Benutzung durch ein Stichwortverzeichnis zu erleichtern.

Wenn wir es auch für selbstverständlich halten, daß in einem in erster Linie den bei Wasserkraftanlagen vorkommenden Rohrleitungen gewidmeten Buch eiserne Rohre besonders ausführlich behandelt werden, so wird doch die Darstellung der seit einer Reihe von Jahren auch im Wasserkraftbau heimisch gewordenen Eisenbetonrohre auf 16 Seiten (wovon $5^1/_2$ Seiten die statische Berechnung behandeln) ihrer heutigen Bedeutung für viele — keineswegs für alle — Anwendungsmöglichkeiten im Wasserkraftbau nicht gerecht. So gern sich mancher Fachfreund in den Abschnitten über Eisenrohre und ihre Festigkeitsberechnung sowie im hydraulischen Teil Unterstützung und Rat bei seinen Konstruktionsarbeiten holen wird, so wenig kann ihn — abgesehen von manchen anfechtbaren Ansichten — die fachliche Bearbeitung der Eisenbetonrohre und der Holzrohre befriedigen, was vielleicht auf den Mangel an eigenen Erfahrungen des Verfassers mit diesen Baustoffen zurückzuführen ist. So muß es besonders auffallen, daß die wenigen Beispiele über Eisenbetonrohrleitungen sämtlich ausländischen und z. T. veralteten Ausführungen entnommen sind, obwohl gerade die deutsche Bauindustrie über verschiedene neuzeitliche Herstellungsverfahren verfügt und eine Reihe gut gelungener und großer Eisenbetondruckrohrleitungen nachweisen kann, die den in der Schrift mitgeteilten ausländischen Beispielen in jeder Hinsicht überlegen sind. Daß die Arbeit von Mann u. a. auch die wichtige Frage der Dichtigkeitsprüfungen an großen Rohrleitungen nicht behandelt oder auf Einzelheiten beim Verlegen und Dichten der Rohre nur kurz eingeht, mag in der räumlichen Beschränkung begründet sein. Immerhin vermißt man derartige Mitteilungen in einem Werk über Rohre stärker als z. B. Ausführungen über Betonhärtung wie auf S. 72 u. 73, über die abgerundete Bearbeitungen von fachmännischer Seite vorliegen.

Anerkennenswert ist die klare, knappe Darstellung, in welcher Hinsicht allerdings insofern manchmal zu weit gegangen wurde, als Quellenangaben bei Ausführungsbeispielen — im Gegensatze zu statischen und hydraulischen Hinweisen — sehr spärlich sind, was das Zurateziehen der Sonderliteratur erschwert. Die mit guten Abbildungen versehene und sehr sorgfältig ausgestattete Schrift kann allen Beteiligten bestens empfohlen werden.

Dr.-Ing. Marquardt, München.

Technische Gesteinskunde. Von J. Stiny. 2. Aufl. 550 S. mit 422 Abb. u. 1 Tafel. Wien 1929. Verlag von Julius Springer. Preis geb. 45 R.-M.

Ein brauchbares Buch; es hält, was es verspricht: eine „Technische Gesteinskunde“ zu sein. Mit Recht sagt der Verfasser im Vorwort der 1. Auflage: „Die Zeiten sind vorüber, in denen man sich mit der Durcharbeitung eines Planes nach der rein technischen Seite hin begnügte und wahllos nach dem nächstbesten billigen Baustoff griff oder Verkehrswege baute, ohne auf das Verhalten des Erdbodens gegenüber den beabsichtigten, einschneidenden Eingriffen in seine Gleichgewichtsverhältnisse viel Rücksicht zu nehmen. Der Ingenieur der Gegenwart räumt der Beschaffenheit des zur Verfügung stehenden oder anzufordernden Baustoffes und dem Verhalten der Gesteine im Hoch- oder Tiefbau eine wichtige, die Bauweise, Linienführung usw. beeinflussende Stellung ein, mit der er die übrigen Forderungen technischer oder wirtschaftlicher Natur in Einklang zu bringen sucht“. Es ist zu wünschen und zu hoffen, daß auch dieses Werk mit dazu beiträgt, das Vorstehende zur Wahrheit und Allgemeingiltigkeit zu machen.

Selbstverständlich sind die mineralogischen und geologischen Grundlagen in der für diesen Zweck und für ein wissenschaftliches Werk erforderlichen Vollständigkeit gegeben, daneben aber sind die technischen Eigenschaften der Gesteine und ihre Prüfung, ihre Gewinnung und Verwertung in der Ausführlichkeit behandelt, wie sie der Ingenieur erwarten muß. Zahlreiche, zum Teil ganz ausgezeichnete und seltene Abbildungen bieten klares und reiches Anschauungsmaterial.

Dem Wunsche der Verfassers auf Anregungen entsprechend, seien folgende Wünsche geäußert:

Im Abschnitt Raumgewicht und Dichte möchte die Bezeichnung „Dichte der Masse“ ganz vermieden werden. Sie führt zu leicht zu Verwechslungen mit der „Massendichte“ der Mechanik, die nicht das Gewicht, sondern die Masse je cm^2 angibt. Es sollte genügen, Stoffgewicht und Raumgewicht nebeneinander zu verwenden; letzteres ist das spez. Gewicht des Gesteins einschließlich aller seiner Hohlräume (Poren), ersteres das spez. Gewicht des Stoffes, aus dem das Gestein besteht, ohne jegliche Hohlräume. Die Differenz in Hundertteilen gibt die Lückigkeit oder Porosität; diese ist bezeichnender, weil zahlenmäßig wechselnder als der Dichtigkeitsgrad. — Der Abschnitt 39, Tragfähigkeit der Gesteine als Baugrund, dürfte noch einige Ergänzungen, vor allem hinsichtlich der Literaturangaben, vertragen können.

Ob auch sonst noch kleine Wünsche offen bleiben, das Gesamturteil kann nur so lauten, wie eingangs gesagt: Das Buch darf aufs beste empfohlen werden. Dr.-Ing. Kögler.

Geschichtliches und Technisches vom Sgraffitoputz. Von Dr.-Ing. Hans Urbach. 184 S. mit 103 Abb., 4 farbigen Tafeln und 1 Karte. Berlin 1928. Kalkverlag G. m. b. H. Preis 15 R.-M.

Seit einigen Jahren mehren sich die Anzeichen, daß man dem Sgraffitoschmuck in einer dem modernen Empfinden gemäßen Gestaltung und Ausführung wieder einen Platz in der Architektur gönnt. Möglich wurde die Wiederaufnahme dieser alten Putztechnik, die ihre Blütezeit während der Renaissance erlebte, infolge des Umschwunges in der Baukunst, die wir seit etwa zwei Jahrzehnten, vor allem seit dem Wiedererwachen der Bautätigkeit nach dem Kriege beobachten können; im Gegensatze zu der ehemaligen Talmi-Architektur hat man gelernt, nach Werkstoff-Wahrheit zu streben, eine individuelle künstlerische Ausgestaltung unserer Hausfronten zu fordern, Farbe in das Stadtbild zu tragen. Wie sehr gerade das Sgraffito, die Ritz- und Kratztechnik, bei der aus zwei oder auch mehr farbigen Putzschichten die Zeichnung herausgearbeitet wird, unserm heutigen Geschmacksempfinden entspricht und den hauptsächlichen Baustoffen der Jetztzeit gerecht wird, zeigt einmal die jetzt angewendete Technik, die im Laufe der Zeiten mancherlei Wechsel erfuhr und mit den Fortschritten der Baustoffindustrie Schritt hielt, und zeigen außerdem die vielen aus früheren Jahrhunderten erhaltenen teilweise hervorragenden Ausführungen, durch die die Beständigkeit gegen klimatische Einflüsse erwiesen ist. Wenn heute noch dieser oder jener Baukünstler Sgraffito rundweg ablehnt, so geschieht dies teils aus ästhetischen Gründen, teils auch aus Unkenntnis der Technik, aus Furcht vor allzu schneller Verwitterung. Letztere ist nur dort wahrzunehmen, wo man die an das südliche Klima gebundene und dort bewährte Ausführungsart der italienischen Renaissance ohne weiteres auf unsere Verhältnisse übertrug. Man darf aber wohl kaum annehmen, daß heute noch ein Architekt sich des Vergehens gegen unser neuzeitliches Empfinden, Sgraffito der italienischen Renaissance einfach nachzuahmen, schuldig macht. Im Gegensatze zu den wenigen Zweiflern und Verächtern der modernen Kratztechnik lassen sich erheblich mehr Künstler von den eigenartigen Reizen dieser Technik immer wieder fesseln und versuchen deren Anwendung, teilweise unter Herausbildung neuartiger Arbeitsverfahren; die Zahl dieser Anhänger und Freunde ist im Zunehmen begriffen, künstlerische und rein technische Gesichtspunkte, besonders der der Wetterbeständigkeit, sind hier die treibende Kraft. Aufklärung und Überzeugung vermittelt eine genaue Kenntnis der eigentlichen Arbeitsweisen, also des rein Technischen, in Verbindung mit der Verfolgung der geschichtlichen Entwicklung an Hand vorhandener Ausführungen vergangener Zeiten. Dieser Aufgabe, eine Zusammenstellung der Geschichte und der Technik des Sgraffito zu bieten, also ein Kompendium dieses interessanten und für die Baukunst der Jetztzeit so wichtigen Gebietes zu schaffen, hat sich in anerkennenswerter Weise Dr. Urbach, Berlin, in seiner Schrift „Geschichtliches und Technisches vom Sgraffitoputz“ unterzogen. Urbach ist seit langem als Forscher der Putztechniken und der Kalkindustrie bekannt. In seinem neuen Werk ist die erste umfassende Abhandlung über das gesamte Gebiet des Sgraffitoschmuckes geboten, das geeignet erscheint, das Wiederaufleben dieser schönen Technik zu fördern. Die Verknappung der Mittel und der dadurch bedingte Zwang zum Sparen verhelfen der Sgraffitotechnik infolge der schönen damit zu erzielenden Wirkungen bei geringen Kosten zu weiterer Aufnahme; die Entwicklung der Industrie farbiger Fassadenputze wirkt hierbei unterstützend. In der Neuerscheinung von Urbach wird der Weg gewiesen, dies zu verwirklichen, einmal durch die vorbildlichen Beschreibungen der verschiedenen Arbeitsmethoden und anderseits durch die Beschreibungen und durch die vielen hervorragenden teilweise farbigen bildlichen Wiedergaben ausgeführter Arbeiten von den frühesten Zeiten der Ausübung an bis auf die allerjüngsten Ausführungen von Prof. Gruber, Prof. Nadler, Prof. Dr. Fischer, Prof. Hoffmann u. a. — Sollte noch jemand an der künstlerischen Schönheit und an den technischen Vorzügen eines sachgemäß durchgeführten Sgraffitoputzes zweifeln — durch das vorliegende Werk wird er bekehrt. Probst, Oberau.

Die Reichweite von Grundwasserabsenkungen mittels Rohrbrunnen. Von Dr.-Ing. H. Weber. 57 S. mit 22 Abb. Berlin 1928. Verlag von Julius Springer. Preis 4,50 R.-M.

Die Schrift bildet einen Beitrag zur Theorie und praktischen Berechnung von Absenkungsanlagen. Bei der Ermittlung der Fördermengen von Grundwasser pflegt man den Wert für den Halbmesser R der Brunnenreichweite als Schätzung in die Rechnung einzuführen. Im allgemeinen mit Recht; ist doch ein Fehler in der Bestimmung der Reichweite auf das Endergebnis von untergeordneter Bedeutung. Für umfangreiche und tiefe Absenkungen, wie sie, nicht zuletzt dank der Vervollkommnung der mit Tiefpumpen ausgestatteten Einzelbrunnen, immer häufiger bei Gründungen angewandt werden, ist es aber doch erwünscht, die Reichweite einer geplanten Anlage wenigstens angenähert vorauszubestimmen. Auch zur Beurteilung der Frage, bis zu welcher Entfernung von Baustelle bezw. Wasserwerk Holzpfahlgründungen der Fäulnis ausgesetzt sind oder landwirtschaftliche Belange gefährdet werden können, wird man das Büchlein mit Nutzen zu Rate ziehen. H. Keller.

Architekt gegen, oder und Ingenieur. Von Schupp, Kremmer, Völter. 76 S. mit über 120 Abb. Berlin 1929. Verlag „Die Baugilde". Preis 9,50 R.-M.

Man darf wohl mit Recht zweifeln, ob der Buchtitel glücklich gewählt ist. Ich möchte glauben, daß es günstigere Möglichkeiten zur treffenden Umschreibung des Inhalts der Abhandlung gibt. — Die Verfasser zeigen an selbst entworfenen ausgeführten Bauten, wie sich die Arbeit des Architekten und des Ingenieurs auf einem Sondergebiet des Industriebaues, bei Bauten der Kohlenindustrie, den Zechen und Kokereien, ergänzt. Die Einsicht von der Notwendigkeit der Mitarbeit des Architekten bei Entwurf und Ausführung von Industriebauten dürfte heute wohl bei vielen, insonderheit bei vielen der in Frage kommenden Bauherren, bestehen. Allgemeingut ist sie aber heute noch nicht. Architekten und Ingenieure werden vielfach noch als feindliche Brüder angesehen, die ihrer Natur nach gegeneinander arbeiten, deren Tätigkeit sich gegenseitig ausschließt. Zahlreiche in dem Buch wiedergegebene Abbildungen von Bauten, die während der Zeit von 1922 bis 1928 in einträchtiger Zusammenarbeit mit Ingenieuren entstanden sind, beweisen, wie falsch diese Auffassung vom Verhältnis des Architekten zum Ingenieur ist, wie sehr der Architekt in der Lage ist, Industriebauten schön und zugleich zweckmäßig zu gestalten, der in der rechten Weise mit dem Ingenieur zusammenarbeitet, d. h. für dessen künstlerisches Schaffen die vom Ingenieur zu gebenden technischen Voraussetzungen maßgebend sind. Diese Einstellung auf Seiten des Architekten ist wesentlich für das Gelingen guter Industriebauten, gehören sie doch in erster Linie zu den Bauten, die auf sachliche Durchbildung besonderen Anspruch haben. Die Verfasser zeigen in den Abbildungen die hauptsächlichsten Bauten der Kohlenindustrie: Fördermaschinenhaus, Eckstation, Benzolfabrik, Mischbunker, Kohlenturm, Ventilatorenhaus, Salzlager, Ammoniakfabrik, Verwaltungsgebäude, teils in massiver Ausführung, teils in Eisenfachwerk. Die Eisen-Fachwerkbauten, die sich wegen ihrer leichten Erweiterungsfähigkeit für Industriezwecke hervorragend eignen, sind besonders gut gelungen. Auch den reinen Eisenbauten haben die Verfasser ihre Aufmerksamkeit zugewandt: den Gasbehältern, den turmhohen Gaswaschern, sowie vor allem den Fördertürmen und ihrer architektonischen Verbindung mit den Schachthallen. In allen Teilen der weit verzweigten Bauanlagen, zu denen auch die zahllosen, Werkstraßen und -plätze wie ein Netzwerk überspannenden Rohrleitungen von teilweise mehr als 1 m Durchm. gehören, hat ihre ordnende Hand gewaltet.

Den neuen Werkgebäuden sind Abbildungen von Zechenbauten gegenübergestellt, die ohne Mitwirkung des Architekten in früheren Jahren entstanden sind, so daß auch dem Laien an Beispiel und Gegenbeispiel der Fortschritt ohne weiteres klar wird. Interessant und lehrreich sind auch die unter den Abbildungen befindlichen Skizzen der Entwicklungsstufen von Entwürfen zu einzelnen Werkbauten und von Gesamt-Entwürfen zu einer Schachtanlage und einer Kokerei. Man erkennt, daß hier so vorgegangen worden ist, wie es verständigerweise geschehen muß: der Architekt ist nicht erst zugezogen worden, als schon alles festlag, seine Arbeit hat vielmehr zum gleichen Zeitpunkte begonnen, zu dem der Ingenieur seinen Entwurf in Angriff nahm; beide sind aufeinander eingegangen, jeder hat sich in die Arbeit des anderen hineingedacht, dessen Leistungen geachtet und ihm die Entscheiduug in Fragen seines Fachgebiets überlassen.

Möge die Erkenntnis von dem Wert einträchtiger Zusammenarbeit der Architekten mit den Ingenieuren bald Allgemeingut werden, dann wäre eine wichtige Voraussetzung für eine gedeihliche Entwicklung unserer Baukultur gegeben. — Es wäre im Rahmen dieser Abhandlung vielleicht angebracht gewesen, auch die Namen der leitenden Ingenieure bekanntzugeben.

Das Buch wendet sich in erster Linie an industrielle Bauherren sowie an Architekten und Ingenieure, darüber hinaus wird es auch bei Laien, denen es nicht gleichgültig ist, wie Industriebauten ausgebildet und in die Landschaft gestellt werden, Interesse finden. Reichsbahnrat Schwamborn.

Die Biegungsmomente der Verkehrsbelastung. Von Dr.-Ing. Karl Kaufmann, Hamburg. Hamburg 1928. 80 S. mit 19 Textabb. Verlag von Boysen & Maasch. Preis geb. 3,50 R.-M.

Die Berechnung der Größtmomente eines einfachen Balkens für einen gegebenen Lastenzug bildet eine elementare Aufgabe der Statik, die aber meist eine nicht unerhebliche Rechenarbeit erfordert. Die Praxis behilft sich mit dem probeweisen Vergleich der Wirkung bestimmter Laststellungen, die auf Grund der bekannten Verschiebungsregel gefunden werden. Selbst diese Arbeit wird vielfach erspart, wenn man sich an die Vorschriften der Reichsbahn hält, nach denen die Größtmomente durch eine Parabel mit geradem Mittelstück gegeben sind. Die Mängel dieses etwas primitiven Rechnungsverfahrens haben den Verfasser veranlaßt, für die genormten Lastenzüge der Reichsbahn die Aufgabe streng mathematisch zu lösen. Von der Einflußlinie ausgehend, werden die Einflüsse der Lokomotiv- und Wagenachsen getrennt untersucht und die Größtwerte von M für einen beliebigen Punkt der Stabachse genau bestimmt. Die Untersuchung der hierbei auftretenden Funktionen erfordert einen nicht unbeträchtlichen Aufwand an mathematischen Hilfsmitteln. In der Praxis wird man wohl dem Verfahren der Versuchsrechnungen nach wie vor den Vorzug geben, namentlich, wenn man zwei entgegengesetzt stehende halbe Lastenzüge einführt, für die sich die wichtigsten Summenwerte genau so bequem benutzen lassen, wie dies früher bei den einseitigen Lastenzügen A und B der Fall war, worauf G. Worch im „Bauingenieur" 1928, Heft 42, in einer interessanten Abhandlung hingewiesen hat. Jedenfalls darf der Verfasser das Verdienst in Anspruch nehmen, die wissenschaftliche Seite dieses bei strenger Behandlung keineswegs ganz einfachen Problems gründlich beleuchtet zu haben. Pohl.

Druckrohrleitungen. Berechnungs- und Konstruktionsgrundlagen der Rohrleitungen für Wasserkraft- und Wasserversorgungsanlagen. Von Dr.-Ing. Felix Bundschu. 2. Auflage. 62 S. mit 15 Abb. Berlin 1929. Verlag von Julius Springer. Geh. 6 R.-M.

Das nach kaum $2\frac{1}{2}$ Jahren schon in 2. Auflage erscheinende Büchlein verdient besondere Beachtung. Der Verfasser gibt in ihm einen an Knappheit und Übersichtlichkeit nicht zu überbietenden konstruktionswirtschaftlichen Leitfaden der Druckrohrleitungen. In den Berechnungsgrundlagen werden zunächst die Druckänderungen beim Bewegen der Absperrorgane unter Beigabe von Zahlenbeispielen besprochen und nach Erörterung der bei Rohrleitungen auftretenden Druckhöhenverluste die statische Berechnung des Rohrstranges gegen Innen- und Außendruck sowie seine Querschnittbemessung mit Hilfe des Druckhöhenplanes in leichtfaßlicher Weise dargestellt. Es folgt dann die Beurteilung der statischen Verhältnisse für solche Rohrleitungen, deren Wände und Verbindungen überall achsenparallele Kräfte übertragen können (geschlossener Rohrstrang), und für Rohrleitungen, die infolge eingebauter Bewegungsstücke hierzu nicht imstande sind (aufgelöster Rohrstrang). Weitere Ausführungen sind der Berechnung von Übergangstücken und Knickpunkten gewidmet, dann folgen einige typische Beispiele der verschiedenen Rohrleitungsysteme, Angaben über Grenzgeschwindigkeiten und von zuverlässigen Formeln über die Berechnung des wirtschaftlichsten Rohrdurchmessers für Wasserkraft-, Speicherwasserkraft- und Wasserwerkanlagen.

Der zweite Teil ist den Konstruktionsgrundlagen gewidmet: Besprechung der Feinrechen, des Einlaufbauwerkes und der Abschlußorgane; sodann bringt er Ausführungen über das selbsttätige Überdruckventil, den Windkessel und das Wasserschloß. Vergleichende Gegenüberstellungen der verschiedenen Rohrbaustoffe und der Rohrleitungsysteme erleichtern dem Konstrukteur die im Einzelfall zu treffende Entscheidung bei der Wahl des Baustoffes und des Rohrleitungsystems. Schließlich sind noch in weiteren kurzen Abschnitten die Frage verdeckte oder offene Rohrleitungen, die Rohrleitungstraße, die Verlegung, Prüfung und Füllung der Rohrleitungen und andere Einzelheiten in zutreffender Weise erörtert. Jeder Fachfreund wird dem Verfasser dafür Dank wissen, daß er das noch nicht von allen richtig verstandene Gebiet der Druckrohrleitungen in so vortrefflicher Weise aufschließen hilft. Wir empfehlen die gut ausgestattete Schrift jedem Techniker wärmstens zur Anschaffung.

Dr.-Ing. Marquardt, München.

Eisenbeton. Von Prof. Dr.-Ing. P. Weiske. 2 Hefte und Anhang mit zus. 218 S. und 28 Abb. Leipzig 1929. Verlag von Dr. Max Jänecke. Preis steif geh. zusammen 3,40 R.-M.

Der als Heft 12a und 12b der Sammlung „Bautechnische Lehrhefte für den Unterricht an Baugewerkschulen und für die Praxis" erschienene Leitfaden ist in zwei Hauptteile gegliedert. Im ersten Heft sind als einleitender Abschnitt Begriff, Rohstoffe, Grundformen und Anwendung des Eisenbetons behandelt. Der nächste Abschnitt bringt Grundlagen der statischen Berechnung der Eisenbetonbauten; drittens folgt die Berechnung der Grundformen. Im Anhang zum ersten Heft sind einheitliche Bezeichnungen sowie die wichtigsten Formeln des Eisenbetonbaues zusammengestellt und durch Tabellen für mittig belastete Stützen, Platten mit einfacher und doppelter Bewehrung und Plattenbalken nebst einer Rundeisentafel ergänzt. Das zweite Heft enthält die Berechnung besonderer Bauteile, wie kreuzweise bewehrter Platten, Balken mit doppelter Bewehrung, Querschnitte mit außermittigem Druck bezw. Zug und umschnürter Säulen, an einigen Zahlenbeispielen erläutert.

Die Hefte sind herausgegeben unter Mitwirkung von Ministerialrat Prof. L. Peters, dem Fachdezernenten im Handelsministerium, und Studienrat Dipl.-Ing. W. Kopfermann; daraus darf wohl geschlossen werden, daß es beabsichtigt wird, diese Lehrhefte in möglichst großem Umfange für den Unterricht an den Baugewerkschulen einzuführen. Für solchen Zweck ist es durchaus angebracht, den umfangreichen Stoff in knapper Form zusammenzufassen; dann wird aber ein logischer Aufbau des Inhalts erforderlich, den man bei dem vorliegenden Buch jedoch mehrfach vermißt. So dürften häufig grundlegende Berechnungen nicht an Sonderfällen durchgeführt werden, sondern wären allgemeiner aufzustellen, während etwaige Besonderheiten durch anschließende Beispiele behandelt werden könnten. Die Schubsicherung stellt ein zu wichtiges und selbständiges Gebiet dar, als daß ihre gelegentliche Erörterung unter den Rippendecken angängig wäre. Da Rippendecken nur eine Anwendung des Plattenbalkenquerschnittes darstellen, sollte der Plattenbalken als Grundquerschnitt vorweg behandelt werden. — Nicht minder wichtig als die statische Berechnung der Bauteile ist für den Eisenbetoningenieur, und gerade für den später auf der Baustelle beschäftigten Techniker, die Kenntnis und Beurteilung der Baustoffe. Diese sind in dem Lehrheft unzureichend behandelt; Sand, Kies und Zuschlagstoffe werden nur erwähnt; die Angabe der Schalungsfristen gehört wohl auch nicht gerade in den schon so kurzen Abschnitt über Zement. — Manche der im Anhang enthaltenen Zahlentabellen findet man in anderen Werken in wesentlich übersichtlicherer Form. Schließlich sind nur ganz wenige Quellenhinweise vorhanden, die meist noch nicht einmal die jeweilige ursprüngliche Veröffentlichung angeben.

Der bautechnische Nachwuchs, den die Industrie braucht, muß in die Lage versetzt werden, durch logischen und sachlichen Aufbau des Unterrichts wenigstens die wichtigsten theoretischen und praktischen Fragen des Eisenbetonbaues zu beherrschen, um diese Kenntnisse bei einfacheren Fällen anwenden bezw. durch eigene Arbeiten erweitern zu können. Für diesen Zweck dürfte ein einheitliches Lehrbuch in der vorliegenden Form kaum eine geeignete Unterlage bilden. Dr.-Ing. Roll.

Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft. 10. Bd., 1927. 222 S. mit 283 Abb., 5 farbigen Tafeln u. Textblättern. Berlin 1929. V. D. I.-Verlag. Preis in Leinen geb. 30 R.-M.

Das Jahrbuch 1927 ist wiederum ebenso wie seine Vorläufer[1]) in drei Teile gegliedert: Der erste Teil umfaßt ausschließlich Geschäftliches. Einem kurzen Berichte des Vorstandes über die Arbeiten der Gesellschaft im abgelaufenen Geschäftsjahr (1926/27) folgen Nachrufe für im Jahre 1926 verstorbenen acht Mitglieder und der Bericht über die 9. Hauptversammlung in Duisburg mit der Niederschrift über deren geschäftliche Sitzung, sowie Mitteilungen über den Besuch beim Kon. Inst. van Ingenieurs im Haag und über die Besichtigungen in Holland.

Im zweiten Teil sind die auf der Duisburger Hauptversammlung gehaltenen drei Vorträge inhaltlich ausführlich wiedergegeben, die sämtlich zum Gegenstande „Die Steinkohle als Umschlagsgut des rheinisch-westfälischen Industriegebietes" hatten. Der Vortrag von Regierungsrat Skalweit, Essen, behandelt die wirtschaftliche Bedeutung des Ruhrgebietes und der Ruhrkohle, während die Vorträge von Regierungsbaurat Germanus, Duisburg, über „Die Duisburg-Ruhrorter Häfen" und von Regierungsbaurat Wehrspan, Wanne-Eickel, über „Die Kohlenverladung am Rhein-Herne-Kanal", beide mit zahlreichen Abbildungen ausgestattet, für den Hafenbauingenieur von größtem Interesse sind.

Der dritte Teil umfaßt nicht weniger als 10 Abhandlungen, fast durchweg hafenbautechnischen Inhalts. Von besonderem Belang sind die beiden Aufsätze über die Werkshäfen am Niederrhein, von Regierungsbaurat Hoffbauer, Regierungsbaumeister Thiessen und Zivilingenieur Meiners, die zusammen 30 Druckseiten mit 40 Abbildungen in Anspruch nehmen. Dipl.-Ing. H. F. Oehler, Wanne-Eickel, erörtert eingehend die Hafenanlagen der Hafenbetriebsgesellschaft Wanne-Herne m. b. H. (24 Abbildungen) und Regierungsbaumeister Braun die Mülheimer Hafenanlagen sowie den Schiffahrtsweg vom Rhein nach Mülheim (Ruhr) (11 Abbildungen). Endlich gibt Stadtbaurat Saling eine Übersicht über die Eisenbahnverhältnisse der Duisburg-Ruhrorter Häfen (7 Abbildungen). Auch über holländische Häfen bringt das Jahrbuch wertvolle Beiträge; so bespricht Oberingenieur A. Oberste-Lehn, Rotterdam, den Hafen in Vlaardingen des „Vulcaan", Ir. van Heemkerck van Beest, Amsterdam, behandelt sehr hübsch die zweigeschossigen Schuppen im Amsterdamer Hafen (mit 11 Abbildungen), und Ir. D. Boomsma, Rotterdam, gibt eine ausführliche Entwicklung des Kaimauerbaues in Rotterdam (35 Abbildungen und 1 Tafel). Die beiden übrigen Aufsätze von Baurat Dipl.-Ing. Grübeler, sowie von Regierungsbaumeister Mueller-Dannien, Hamburg, und Oberingenieur Doepking, Buenos-Aires, betreffen verwandte Gebiete (Betonnung und Befeuerung der Elbe; Ölverladeanlagen an der patagonischen Küste).

Schon die vorstehende einfache Angabe der Aufsatzthemen läßt erkennen, welch reichhaltiger Stoff dem Leser des Jahrbuches geboten wird; wir dürfen hinzufügen, daß der Inhalt in fachlicher Hinsicht durchaus beachtlich ist und das Jahrbuch in der Güte seiner Ausstattung seinen Vorläufern zum mindesten gleichkommt.

Das Studium des Buches wird für jeden Hafenbauer sicherlich wertvoll und fruchtbringend sein. Ls.

Kleine massive Straßenbrücken, Überleitungen und Düker. Von E. Deubel, ord. Prof. für Kulturtechnik a. d. Landwirtschaftlichen Hochschule Berlin. 180 S. mit 106 Abb. Berlin 1929. Verlagsbuchhandlung Paul Parey. Preis 14 R.-M.

Im Vorwort wird darauf hingewiesen, daß in der neuen Prüfungsordnung für Vermessungsingenieure in Preußen in der Kultur- und Bautechnik Kenntnisse und Fertigkeiten in dem Umfange verlangt werden, wie sie bisher nur in der von der Landmesserprüfung gesonderten Prüfung in der Kulturtechnik gefordert worden sind. Der Verfasser behandelt zunächst die verschiedenartigen Vorarbeiten, die einen Brückenbau einleiten, und weist mit Recht auf die Notwendigkeit der genauen Untersuchung des Baugrundes hin. Weiterhin gelangen die Gründungsarbeiten für die Widerlager und Pfeiler zur Besprechung. Im Abschnitt C (kleine Brücken mit wagerechtem Oberbau) werden zunächst die Verkehrslasten behandelt, und im Anschluß daran die verschiedenartigen Ausführungen der Widerlager, Pfeiler, Flügel und Brückensohlen. Eine eingehendere Besprechung erfährt dann der eigentliche Brückenoberbau, und zwar der Eisenbetonplatten-Oberbau, die Ausführung mit Plattenbalken, die Durchlässe aus fabrikmäßig hergestellten Eisenbetonplatten und Winkelstücken, I-Träger mit Eisenbetonplatten, einbetonierte I-Träger ohne Bewehrung der Betonfüllung und kleine Brücken mit eisernem Oberbau. Abschnitt D ist dann den kleinen gewölbten Brücken und Abschnitt E den Überleitungen und Dükern gewidmet.

Ob es für Kulturtechniker und Vermessungsingenieure nun wirklich notwendig ist, sich so eingehend mit den konstruktiven und theoretischen Fragen des Baues kleinerer Brücken in Eisenbeton zu befassen, möchte ich dahingestellt sein lassen. Zur sachgemäßen Berechnung solcher Brücken, auch wenn sie einfacherer Art sind, gehören doch allerhand Vorkenntnisse, die bei dem Leserkreis, für den das Buch bestimmt ist, nicht immer im nötigen Umfange vorhanden sein werden. Dessenungeachtet muß festgestellt werden, daß der behandelte Stoff mit Verständnis bearbeitet und mit Geschick dargeboten ist. Einige Konstruktionszeichnungen lassen allerdings etwas zu wünschen übrig. Ich verweise auf die Abb. 49, 56, 64 und 98, will aber an dieser Stelle auf Einzelheiten nicht eingehen. Nach den neuen Eisenbetonbestimmungen sind jedenfalls alle Schubspannungen auf der betreffenden Feldseite ganz durch abgebogene Eisen oder Bügel oder beides zusammen aufzunehmen. Das Buch kann zur Anschaffung empfohlen werden. C. Kersten.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1927, Heft 40; 1928, Heft 39.

Oberbau und Gleisverbindungen. Von Dr.-Ing. A. Bloß. Handbibliothek für Bauingenieure. II. Teil. 4. Bd. VII u. 174 S. mit 245 Abb. Berlin 1927. Verlag von Julius Springer. Preis geb. 13,50 R.-M.

Der Verfasser behandelt im ersten Abschnitt seines Buches nach einem kurzen geschichtlichen Überblick über die Entwicklung des Gleisbaues zunächst die Grundlagen der Berechnung des Oberbaues. Es werden die Beziehungen zwischen Rad und Schiene, vor allem die auf das Gleis wirkenden, nach Größe und Richtung sehr schwer zu erfassenden dynamischen Kräfte näher erörtert. Im besonderen werden sodann die heute noch gebräuchlichen, in neuerer Zeit allerdings vielfach umstrittenen Berechnungsformeln von Zimmermann, Engeßer, Winkler u. a. und die von Saller über die Dynamik des Gleises angestellten Betrachtungen wiedergegeben. Auch geht der Verfasser auf die mannigfachen Versuche ein, die seither zu dem Zwecke durchgeführt wurden, durch Beobachtungen des Gleises unter den Betriebslasten und durch Messungen der hierbei in den Einzelteilen, vor allem in der Schiene auftretenden Spannungen die wirklichen Größen der auf das Gleis wirkenden Kräfte zu erfassen und auf diesem Wege zu einwandfreien Berechnungsunterlagen zu gelangen.

Im gleichen Abschnitte werden alsdann die im Laufe der letzten Jahrzehnte bis in die Neuzeit von den verschiedenen Eisenbahnverwaltungen erprobten oder eingeführten Formen des Oberbaues und deren Einzelteile sowie die neuen Verfahren der Gleisverlegungs- und -unterhaltungsarbeiten behandelt, wobei der Verfasser meist auch auf die Vor- und Nachteile der einzelnen Bauarten und die Ursachen eingeht, die zur Bewährung oder zum Versagen der einen oder anderen Konstruktion führen mußten.

Der zweite Hauptabschnitt enthält die Weichen und Gleisverbindungen. In erschöpfender Weise sind hier die für die geometrische und konstruktive Durchbildung der Weichen entsprechenden Richtlinien und Grundsätze und alle sonstigen wichtigen Fragen des Weichenbaues erörtert.

Das vorliegende Buch kann als ein wertvolles Nachschlagewerk für den Fachmann und als zweckmäßiges Lehrbuch für Studierende und in der Ausbildung stehende Oberbautechniker angesehen werden. Hg.

Bauordnung für die Stadt Magdeburg vom 1. Oktober 1928. Herausgegeben von Stadtbaurat Johannes Göderitz. 157 S. u. 2 Pläne als Anlage. Magdeburg 1929. Dom-Verlag. Preis Lbd. 12,50 R.-M.

Die modernen Anschauungen über Bauwesen, insbesondere über den Wohnungsbau, haben ihre gesetzliche Festlegung durch das Wohnungsgesetz vom 28. März 1918 bekommen. Das Ministerium für Volkswohlfahrt schuf dann die Grundlage für die dringend notwendige Reform der Baupolizei-Vorschriften durch die Herausgabe einer Musterbauordnung. Die Stadtgemeinde Berlin und die Regierung Potsdam sind in ihrer Anwendung vorangegangen. Allmählich folgen die bedeutenderen Städte Deutschlands.

Die Stadt Magdeburg tritt jetzt mit einer neuen Bauordnung auf den Plan, die eine Bauordnung vom 6. Mai 1909 ersetzt. Ihr Studium ist für die Städtebauer und die baupolizeilich interessierten Fachleute außerordentlich lehrreich. Der Herausgeber gibt in einem Vorwort die Entwicklung der neuen Bauordnung und ihre wesentlichen Besonderheiten. In zwei beigegebenen Plänen sind die neugeschaffenen Baustufen und die Nutzungsflächen übersichtlich dargestellt. Gegen die neue Berliner Bauordnung unterscheiden sich die Magdeburger Bauvorschriften besonders dadurch, daß eine Baustufe geschaffen worden ist, in der nur ein einziges Vollgeschoß zulässig ist und daß eine größere Bebaubarkeit der Grundstücke zugelassen wird. So erhält die Bauklasse IIc im Reihenbau oder in der geschlossenen Bauweise zweigeschossige Häuser bei $^5/_{10}$ Bebaubarkeit, bezw. bei Ecken bis $^6/_{10}$ Bebaubarkeit. Diese Bauweise wird billige Einfamilienhäuser auf kleinen Baugrundstücken ermöglichen, ähnlich wie es im Auslande, besonders in der Schweiz, geschieht.

Einige Sonderheiten in der Magdeburger Bauordnung fallen auf. So sind in dem sogenannten Außengebiet, das im allgemeinen noch nicht bebaut werden soll, Einfamilienhäuser zulässig, die zwar nur bei einer Bebaubarkeit von $^1/_{10}$ des Grundstücks errichtet werden dürfen, aber zwei Geschosse erhalten können, während in der Baustufe Ia des Baugebietes nur Gebäude mit einem Vollgeschoß zugelassen werden.

Für die Höhe der Gebäude werden nur allgemeine Vorschriften gegeben, die sich auf Straßenbreiten und Abstand von den Nachbargrenzen beziehen. Im übrigen verläßt man sich auf die Bestimmung über die Anzahl der Geschosse.

Das Bauwesen der Stadt Magdeburg erhält durch die vorliegende Bauordnung eine wesentliche Verbesserung im Sinne eines hygienischen Wohnungsbaues, wenn es auch durch die eigenartigen Verhältnisse, die durch Fluß- und Eisenbahnanlagen sowie durch die bestehenden Betriebe gegeben sind, nicht möglich war, die Fabrikgebiete auf der der Hauptwindrichtung abgewendeten Seite zu vereinigen. Durch die ausgiebige Festlegung von reinen Wohngebieten und Gebieten, die gegen besondere Störungen geschützt sind, werden aber große Vorteile gewonnen.

Koeppen.

Beton im Straßenbau. Von Geh. Regierungsrat Prof. Robert Otzen. 96 S. mit 25 Abb. Charlottenburg 1928. Zementverlag. Preis 4,50 R.-M.

Ein Bericht über die mit Mitteln des Reichsverkehrsministers ausgeführten Forschungen über Beton im Straßenbau. Der Prüfung und Auswahl der Zuschlagstoffe ist der Hauptteil der Arbeit gewidmet, wobei die zahlreichen Vorschläge des Kornaufbaues nach Siebkurven kritisch untersucht werden. Es wird versucht, die Theorie mit den praktischen Bedürfnissen in Einklang zu bringen. Ein aufschlußreicher Beitrag zur Betonzusammensetzung im Straßenbau. Dr. Neumann.

Jahrbuch der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen 1928. 4. Band. 227 S. mit 51 Abb., 1 Bildnis und 7 Tafeln. Berlin NW7, 1929. V.D.I.-Verlag G.m.b.H. Preis steif geh. 12 R.-M.

Die vorliegende 4. Ausgabe des Jahrbuches der D. G. f. B. zeigt die gleiche Eigenart wie ihre Vorgänger[1]), insbesondere ist auch sie ein bequemes Übersichts- und Nachschlagewerk für sonst schwierig oder gar nicht auffindbare Stoffe. Von dem reichen Inhalte sei außer einem kurzen Rückblick auf die Tätigkeit der D.G.f.B. vor allem erwähnt eine zusammenhängende Gruppe interessanter Arbeiten über „Das Signalwesen an Verkehrswegen", nämlich „Das Eisenbahn-Signal- und Sicherungswesen" von Reichsbahnoberrat Hampke, Altona; „Das Signalwesen in der See- und Binnenschiffahrt" von Reg.-Baurat Breuer, Berlin; „Signalwesen im Luftverkehr" von Dr.-Ing. E. Dierbach, Berlin, und „Signalwesen im Straßenverkehr" von Reg.- und Baurat Schuppan, Berlin. Einen ausführlichen, besonders für „Nichtspezialisten" geschriebenen, sehr lehrreichen Aufsatz über die Entwicklung der neueren Abwasserreinigungsverfahren hat der wohlbekannte Dr.-Ing. Max Prüß, Vorstand des Abwasseramtes der Emschergenossenschaft, Essen, beigesteuert; ferner findet man aus der Feder von Geh. Reg.-Rat Prof. Dr. W. Franz, Charlottenburg, eine durch hübsche Abbildungen belebte Abhandlung über den Neubau der Maschinenfabrik Gebr. Eickhoff in Bochum, einem Werk, das ausschließlich Bergwerksmaschinen herstellt.

Besonders erwähnenswert erscheint ferner ein 54 Nummern enthaltendes Verzeichnis deutscher Materialprüfanstalten. Der von der D. G. f. B. eingesetzte Arbeitsausschuß für Winddruckuntersuchungen veröffentlicht einen weiteren „Beitrag über die Berücksichtigung des Windes im Bauwesen"; es handelt sich im wesentlichen um einen Bericht über die in der Aerodynamischen Versuchsanstalt Göttingen ausgeführten Modellversuche, deren Leitung Dr.-Ing. Flachsbart übernommen hatte.

Jedem Ingenieur willkommen dürfte eine 42 Druckseiten beanspruchende, mit großem Fleiß bearbeitete Zusammenstellung und knappe, aber inhaltreiche Beschreibung der vom Herbst 1927 bis Herbst 1928 vollendeten oder wesentlich geförderten größeren deutschen Ingenieurbauten sein, die in fünf Gruppen systematisch behandelt werden. Zum erstenmal erscheinen hier die öffentlichen Ingenieurbauten Österreichs, ergänzt durch Nachträge aus den Jahren 1925 bis 1927.

Von Bibliotheksrat C. Walther, Aachen, endlich stammt ein Verzeichnis von Doktor-Ingenieur-Dissertationen der deutschen Technischen Hochschulen aus dem Gebiete des Bauingenieurwesens und seiner Grenzgebiete, 1926 bis 1928, in sachlicher Anordnung und als Fortsetzung früherer Verzeichnisse.

Den Abschluß des Buches bildet das übliche ausführliche Mitgliederverzeichnis der D. G. f. B.

Das neue Jahrbuch wird, ebenso wie seine Vorgänger, ohne Zweifel einen ständigen Platz in der Büchersammlung vieler deutscher Bauingenieure einnehmen und behaupten. Ls.

Drang und Zwang. Eine Höhere Festigkeitslehre für Ingenieure von Dr. Dr.-Ing. Aug. Föppl und Dr. Ludwig Föppl. II. Bd., 2. Auflage. VIII u. 382 S., 79 Textabb. München und Berlin 1928. Verlag von R. Oldenbourg. Preis geh. 16 R.-M., geb. 17,50 R.-M.

Dem vor einigen Jahren in neuer Auflage erschienenen ersten Bande ist nunmehr auch der zweite Band in zweiter Auflage gefolgt, die infolge des Ablebens des erstgenannten Verfassers Herr Ludwig Föppl allein herausgegeben hat. Der Hauptsache nach ist die Einteilung und Art der Behandlung des Stoffes gegenüber der ersten Auflage unverändert belassen worden. Nur die beiden ersten Abschnitte wurden einer tiefer gehenden Umarbeitung unterzogen. So erscheint der erste Abschnitt, der die Theorie der Schalen behandelt, dadurch, daß die Berechnung der biegungssteifen achsensymmetrischen Schale in allgemeiner Form aufgenommen wurde, auf eine etwas breitere Grundlage gestellt; durch Spezialisierung wurde dann die Lösung auf die Kugelschale und Zylinderschale übertragen. Ferner ist hier noch ein kurzes Kapitel über die Berechnung freitragender, mit Wasser gefüllter dünnwandiger Röhren, wie sie bei den Zuleitungen von Wasserkraftwerken in Frage kommen, eingefügt worden. Auch der folgende Abschnitt, der die Torsionsfestigkeit behandelt, ist in einigen Teilen wesentlich umgearbeitet und erweitert worden. Neu hinzugekommen ist vor allem ein Kapitel über den Schubmittelpunkt, das hauptsächlich an die Arbeiten von Maillart und Weber anknüpft. Ferner ist ein Kapitel über die Torsion eines Stabes von elliptischem Querschnitt bei behinderter Querdehnung, und schließlich noch ein Paragraph über das Gleichgewicht des tordierten Stabes bei plastischem Verhalten des Materials neu aufgenommen. Von den Ergänzungen der folgenden Abschnitte seien nur ein Kapitel über die Spannungsfunktion bei Umdrehungskörpern mit achsensymmetrischer Belastung am Schlusse des dritten Abschnittes und schließlich als Erweiterung des letzten Abschnittes des vorliegenden Bandes die Berechnung der Kipplast eines geschlossenen Kreisringes erwähnt.

Daß trotz dieser Erweiterungen der Umfang des Buches nahezu unverändert geblieben ist, hat in der Weglassung minder wichtiger Untersuchungen seinen Grund. Daß hierbei von Gesichtspunkten ausgegangen wurde, die die Billigung des Fachmannes finden, soll nur nebenbei erwähnt werden. Dies gilt insbesondere von dem Abschnitte über die Torsionsfestigkeit, der in der neuen Auflage in kürzerem Umfange bedeutend mehr bringt als in der ersten Fassung. Schließlich möge nicht unerwähnt bleiben, daß sich auch bezüglich des Drucks und der Ausstattung die neue Auflage vorteilhaft von der ersten Ausgabe unterscheidet.
Dr. Ernst Melan, Wien.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1925, Heft 54, S. 772; 1927, Heft 13, S. 207; 1928, Heft 26, S. 392.

Betonstraßenbau in Deutschland. Von Dr.-Ing. Riepert. 203 S., mit 63 Abb. Charlottenburg 1928. Zementverlag.

Die Schrift, eine Fortsetzung der bisher erschienenen über denselben Gegenstand vom Jahre 1926 und 1927, gibt ein vollständiges Bild über die Ausdehnung im Betonstraßenbau Deutschlands. Die Angaben über Konstruktion, Bauausführung und Bewährung werden jedem, der über die Wahl von Befestigungsarten zu entscheiden hat, willkommen sein. Dr. Neumann.

Ausstellungs- und Kongreßhallen in Deutschland. Von Architekt Hermann Distel. Veröffentlichung der Patriotischen Gesellschaft zu Hamburg. Hamburg 1929. Verlag von Boysen & Maasch. Preis 3 R.-M.

Das soeben erschienene Buch des bekannten Hamburger Architekten gibt zum ersten Male eine Zusammenstellung aller in Deutschland vor und nach dem Kriege erbauten Ausstellungs- und Kongreßhallen von Bedeutung.

Mit einer gewissen Be- und Verwunderung erfährt man, was auf diesem Gebiete geleistet wurde. Das Buch enthält mit Lageplan und Baubildern die mustergültigen Anlagen in Frankfurt, Magdeburg, Dresden, Düsseldorf, Leipzig, München, Breslau, Dortmund, Königsberg und Köln.

Man kann es dem Verfasser nachfühlen, wenn er es als einen Mangel empfindet, daß die bedeutendste Hansastadt in diesem Punkte zurücksteht, obgleich doch gerade Hamburg wegen seines großen Übersee-Verkehrs als Ausstellungs- und Kongreßstadt besonders geeignet erscheinen muß, während bei manchen anderen Städten des inneren Deutschlands die Begründung für die großen Ausstellungs- und Kongreßhallen fehlt. Distel begründet die Notwendigkeit, auch in Hamburg eine derartige Anlage zu schaffen, und zeigt an Hand eigener, sehr schöner Entwürfe, wie das Problem zu lösen ist. — Das Buch darf als Propagandaschrift für den Ausstellungsgedanken in Hamburg angesehen werden und verdient als solche eingehende Beachtung. Man kann nur wünschen, daß Senat und Bürgerschaft den Distelschen Plänen folgen und sie der Verwirklichung zuführen.

Die Ausstattung des Buches und die Bilder sind mustergültig, und der knappe und klare Text läßt das kleine Werk für den Städtebauer und Architekten ebenso wertvoll erscheinen wie für alle, die sich mit der Frage des Ausstellungswesens zu befassen haben.

Wenn eine kleine Einschränkung gestattet ist, so ist es der Hinweis darauf, daß der Ingenieur, der doch bei derartigen Aufgaben nicht ausgeschaltet werden kann, in dem Buch etwas zu kurz kommt und kaum Erwähnung gefunden hat. Hans Schmuckler.

Eingegangene Bücher.

Studien zur deutschen Kunstgeschichte Heft 265. **Wahres und Unwahres in Architektur und Plastik.** Von H. Seipp. Straßburg 1929. J. H. Ed. Heitz. 92 S. mit 26 Abb.

Bemessung von Kreuzplatten nach nur einem Feldmoment. Von Dr.-Ing. Kurt Bernhard. 31 S. mit 17 Abb. Sonderdruck aus der Zeitschrift „Zement". Charlottenburg 1929, Zementverlag. Preis 4,80 R.-M.

Zugbildungskosten, Zugförderkosten und ihre Wechselbeziehungen. Von G. Capelle, Dr.-Ing. A. Baumann und Dr.-Ing. R. Feindler. 142 S. mit 69 Abb. und 15 Tafeln. Sonderdruck aus der „Verkehrstechnischen Woche". Berlin 1929. Guido Hackebeil. Preis 3,— R.-M.

Berufsverband der höheren technischen Verwaltungsbeamten in Preußen. **Vorschläge zur Reform der technischen Verwaltungszweige des Reiches und der Länder.** 166 S. Berlin 1929. Verlag von Georg Stilke. Preis 3,— R.-M.

Technische Hochschule Braunschweig. **Die neuen elektrotechnischen Institute der Technischen Hochschule Braunschweig 1929.** 130 S. mit 62 Abb.

Fridericiana. Badische Technische Hochschule Karlsruhe. Vorlesungsverzeichnis. Sommer-Semester 1929.

Rapporten en Mededeelingen van het Rijksbureau voor Drinkwatervoorziening. Mededeeling No. 8. **L'Alimentation en Eau potable aux Pays-Bas.** Von W. F. J. M. Krul und F. A. Liefrinck. La Haye 1929, S. S. Korthuis. 45 S. mit 18 Abb.

Photogr. Bücherschatz Bd. III. **Die modernen Lichtpausverfahren.** Von Direktor Prof. H. Spörl. 5. Aufl. 119 S. mit 18 Abb. Leipzig 1925. Ed. Liesegangs Verlag M. Eger. Preis 3,80, geb. 4,80 R.-M.

Oberhütten. Vereinigte Oberschlesische Hüttenwerke A.-G., Gleiwitz. **Kalender-Buch 1929.** I. Teil.

Wärme- und Kälteschutz in Wissenschaft und Praxis. 186 S. mit 46 Abb. Preis geb. 16,— R.-M.

Die technisch-rechtliche Bedeutung von Garantien auf dem Gebiete des Wärme- und Kälteschutzes. 62 S. Preis geb. 6,50 R.-M.

Die Grundlagen für den Vergleich von Wärmeschutzangeboten. 63 S. mit 8 Abb. Preis geb. 7,60 R.-M.

Deutsche Prioform-Werke Bohlander & Co., G. m. b. H., Köln 1928. Zu beziehen durch Julius Springer, Berlin W 9.

Verhütung der Rißbildung im Betonbau ohne Bewegungsfugen. Von F. Großmann. Hannover 1929. Verlags-Gesellschaft m. b. H. 56 S. Preis 2 R.-M.

Der Lizenzvertrag, erläutert an Beispielen aus der Rechtspraxis. Von Patentanwalt Dr. H. Hederich. 9. Aufl., 80 S. Charlottenburg 1929. Friedrich Huths Verlag. Preis 1,80 R.-M.

Neuzeitliche Fassadenputztechnik. Von A. Winkler. 37 S. 88 Abb. Berlin, Kalkverlag G. m. b. H. Preis 2,85 R.-M. u. Porto.

Mitteilungen des Deutschen Wasserwirtschafts- und Wasserkraft-Verbandes E. V. **Die Behandlung der Anlandungen nach in Preußen geltendem Wasserrecht.** Von Regierungsrat F. Wilke. 31 S. Berlin 1929. D. W. W. V. Zu beziehen durch die Verbandsgeschäftsstelle, Berlin-Halensee. Preis 2 R.-M.

Deutscher Ausschuß für Technisches Schulwesen. **Lehrgang für Maurer für planmäßige praktische Ausbildung und für den technischen Unterricht.** II. Teil. 50 Lehrgangszeichnungen in Kartonklemmappe. Preis 2,50 R.-M.

Zuschriften an die Schriftleitung.

Der Rautenträger mit Anschluß der Querträger an Hilfspfosten. Die Ausführungen des Herrn Reichsbahnoberrats Krabbe, Essen, in der „Bautechnik" 1929, Heft 8, über das mit halben Pfosten versehene Rautenfachwerk seien noch wie folgt ergänzt:

Bei untenliegender Fahrbahn führt die folgerichtige Durchführung der dort vorgeschlagenen günstigen Anordnung von kurzen halben Pfosten p_u in dem unteren Teil des Rautenfachwerks (Abb. 1) zur Verlängerung um p_o bis an den Obergurt zu ganzen Pfosten (Abb. 2). Es wird damit dann außer den von Krabbe bereits angegebenen Vorteilen noch folgendes erreicht:

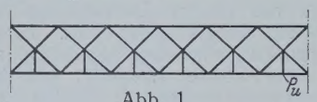


Abb. 1.

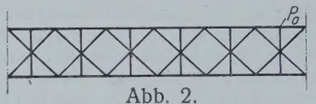


Abb. 2.

1. Die Ausbildung von ebenen senkrechten Vollrahmen ist nur bei ganzen Pfosten mit rechtwinklig zu den Trägerebenen angeordneten Riegeln des oberen Windverbandes möglich und zweckmäßig, weil bei einseitiger Belastung zweigleisiger Brücken eine günstigere Verteilung der Verkehrslasten auf beide Hauptträger erreicht wird. Dadurch werden die Schwierigkeiten nicht genügend querversteifter Brücken, die sich aus den verschieden großen Durchbiegungen besonders bei großen Spannweiten und hochwertigen Stählen für die Hauptträger ergeben, erheblich herabgemindert.

2. Das Rautenfachwerk mit ganzen Pfosten mildert aber auch die nachteiligen statischen Eigenschaften des einfachen Rautenfachwerks ohne Pfosten bei Belastung der Gurtknotenpunkte. Dadurch, daß die Gurte gegen die Vollrahmenpfosten verspannt sind, wird die Belastung der Knotenpunkte des Hauptsystems durch die Querträger ohne erhebliche Torsionsbeanspruchung erst möglich. Außerdem kann der Querträgerabstand halbiert und somit die Verkehrsbelastung günstiger auf das Haupttragwerk verteilt werden, so daß die Auswirkung von zickzackförmigen Einflußlinien auch dadurch erheblich verkleinert wird.

Bei größeren Feldweiten und beschränkter Bauhöhe wird der Abstand, der sich bei Anordnung von Querträgern nur an den Pfosten allein ergibt, leicht zu groß. Für einen 100 m weit gespannten Rautenträger werden allein durch die kürzeren Längsträger 10 % Gewicht des ganzen Überbaues gespart.

Die Füllstäbe der Rautenträger können durch die gleichmäßige Verteilung der Verkehrslasten auf beide Diagonalenzüge (vergl. Ellerbeck, Ztrlbl. d. Bauv. 1929, Heft 7, S. 106) wirtschaftlicher ausgebildet werden.

3. Der Obergurt, der überwiegend Druckkräfte erhält, braucht in der Hauptträgerebene nur für die halbe Knicklänge ausgebildet zu werden. Wenn ein oberer Windverband durchgeführt werden kann, wird bei dieser Bauart auch für die Obergurte in wagerechter Ebene die halbe Knicklänge erreicht.

Eine Materialersparnis durch Verkürzung der Knicklänge kann zwar in beiden Fällen durch den Mehrbedarf an Pfostenlänge und Knotenblechen nicht erzielt werden. Jedoch wird die Steifigkeit im Haupttragwerk wesentlich erhöht. Die Verkürzung der Knicklänge vermindert die Schwingungsweite und damit die dynamischen Zusatzspannungen.

4. Bei kleineren Spannweiten ist das gewöhnliche Strebenfachwerk zwar günstiger, der Rautenträger wird aber im Anschluß an große Öffnungen mit Rautenträgern zweckmäßiger sein, falls man die gleiche Trägerhöhe weiterführen will.

Wenn anderseits Tragwerke mit oben offenen Halbrahmen erforderlich werden, ist es auch nicht nötig, Strebenfachwerk zu wählen, weil dann das Rautenfachwerk mit ganzen Pfosten die Halbrahmenausbildung in einfacher Weise ermöglicht.

5. Schließlich ist auch vom schönheitlichen Gesichtspunkte die Ausbildung eines Rautenfachwerks mit ganzen Pfosten insofern zu bevorzugen, als die auf der Ecke stehenden Rauten der Wandfüllung gegenüber den engmaschigen Dreiecken oben und unten sich gleichmäßiger und klarer abheben, sich gleichsam bandartig in der Längsrichtung

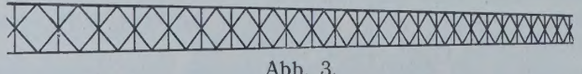


Abb. 3.

aneinanderreihen und das von der Seite gesehene Tragwerk in geometrischer Verjüngung einrahmen und zusammenfassen (Abb. 3). Irgendwelche wagerechten oder senkrechten Stäbe innerhalb einzelner Rauten, die zur Beseitigung der Labilität üblich sind, würden das ruhige Bild des gleichmäßigen Stabwerks stören. Die Stabilität wäre wohl besser durch andere Mittel, z. B. durch steife Ausbildung von Endknotenpunkten zu erreichen. Dr.-Ing. R. Bernhard, Berlin.

Erwiderung.

In den Ergänzungsvorschlägen des Herrn Dr.-Ing. Bernhard vermag ich weder eine folgerichtige Durchführung, noch eine Verbesserung der von mir behandelten Anordnung zu erblicken. Der neue Gedanke und der Zweck der Anordnung der Halbpfosten ist, die dem bei der im übrigen wohlgelungenen Weseler Rheinbrücke gewählten Rautenträger noch anhaftenden kleinen Mängel zu beseitigen, nämlich die zickzackförmigen Einfluß- und Biegelinien und den schwierigen Querträgeranschluß. Dieser Zweck ist durch Anordnung der Halbpfosten voll erreicht. Die Verlängerung dieser Pfosten bis zum Obergurt halte ich in allen Fällen für Materialvergeudung, die die Wirtschaftlichkeit des Trägers stark in Frage stellt. Einen Obergurtdruckstab, dessen Schlankheitsgrad auch bei meiner Anordnung selbst bei Verwendung hochwertiger Stähle stets unter 60 bleibt, in der Mitte noch einmal zu fassen, läßt sich mit dem Hinweis auf die dynamischen Beanspruchungen nicht hinreichend begründen; den Einbau steifer Querrahmen halte ich wegen des dadurch entstehenden statisch sehr unklaren räumlichen Systems für eine sehr fragwürdige Maßnahme und ziehe es vor, der verschiedenen Durchbiegung der beiden Hauptträger durch Anordnung gelenkartig angeschlossener oberer Windverbände möglichst freies Spiel zu lassen. Beachtenswert ist dabei der von Harkort beim Wettbewerb Speyer gemachte Vorschlag, auf die Vernietung des Untergurts mit den Hilfspfosten und Querträgern zu verzichten.

Mit dem von Bernhard vorgeschlagenen Anschluß der Querträger auch in den Rautenspitzen gehen alle Vorteile der von mir vorgeschlagenen Anordnung restlos verloren; überdies entstehen dabei gar zwei in konstruktiver und statischer Hinsicht gänzlich verschiedene Querträgeranschlüsse. Der — von Bernhard übrigens meines Erachtens stark überschätzten — Gewichtsersparnis durch Halbierung des Querträgerabstandes steht erheblich vermehrte Nietarbeit an empfindlichen Anschlußstellen als Nachteil gegenüber.

Für kleinere Stützweiten, also bei oben offenen Brücken, halte ich das System unter allen Umständen für unvorteilhaft und auch im Anschluß an große Öffnungen für überflüssig; führt man hier aber den Träger in gleicher Höhe durch, so führt man selbstredend auch den oberen Windverband durch.

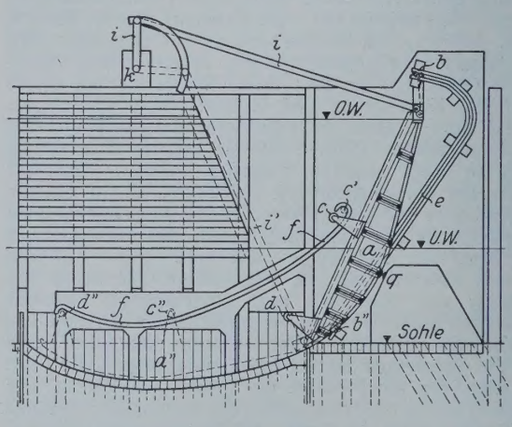
Vom schönheitlichen Gesichtspunkte aus entsteht durch die von Bernhard vorgeschlagene Anordnung ein schlimmeres Stabgewirr als beim Strebenfachwerk mit Hilfspfosten; die in Abb. 3 dargestellte Perspektive darf darüber nicht hinwegtäuschen, da sie nur einen einzelnen Träger darstellt; es ist dabei der leider bei Ingenieurbauwerken häufig zu beobachtende Fehler begangen, nur an Flächenwirkung und nicht an Raumwirkung zu denken. Krabbe.

Wir schließen hiermit die Aussprache. Die Schriftleitung.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Verschlußkörper für Wasserbehälter, insbesondere für Schleusen. (Kl. 84a, Nr. 468 340 vom 25. 12. 1925, von Ulrich Liebsch in Insterburg.) Ein hohler, nach dem Unterwasser zu segmentartig gekrümmter Staukörper a ist in der Staulage unterhalb der Mitte durch Kipplager g gegen zwei Drempelansätze der Schleusenwände abgestützt. Oben, in der Mitte und unten ist der Staukörper an jeder Seite mit Lagerrollen b, c, d versehen, durch die er beim Absenken an jeder der beiden Schleusenwände durch zwei versetzt zueinander liegende, nach oben gekrümmte Rollbahnen e, f in der Weise geführt wird, daß er sich nach anfänglichem Kippen von seinen Kipplagern abhebt, wobei sich die mittleren Rollen c an die Oberkante, die unteren Rollen d an die Unterkante der dem Oberwasser zugekehrten Rollbahn f legen, während der Staukörper mit den oberen Rollen b in jeder Lage an der unterwasserseitigen Rollbahn e geführt ist. Vor dem Verschlußkörper ist eine muldenförmige Nische zur Aufnahme des abgesenkten Verschlußkörpers in der Schleusensohle angeordnet. Die Antriebkraft wird von einer Winde k aus durch Gelenkkettenübertragung und die kniehebelartig ausgebildete Führungsstange i dem Getriebe des Staukörpers zugeleitet.



INHALT: Bücherschau. — Eingegangene Bücher. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Patentschau.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

7. Jahrgang | BERLIN, 21. Juni 1929 | Heft 27

Alle Rechte vorbehalten.

Der Oderdurchstich bei Reinberg.

Von Regierungsbaumeister **Koenig**, Glogau.

Die Oderstrecke bei Reinberg (10 km oberhalb Glogau) km 382 bis 384 der Odereinteilung ist infolge der starken Stromkrümme von nur rd. 300 m Halbmesser für die Schiffahrt sehr ungünstig. Nach den von der Oderstrombauverwaltung aufgestellten Leitsätzen für den Ausbau der Oder unterhalb Breslau ist für die Abflachung der Krümmungen als kleinster Halbmesser ein solcher von 400 m vorgesehen. Der Ausbau der Krümme bei Reinberg mit diesem Halbmesser bedeutete eine völlige Verschiebung des Flußbettes um seine ganze Breite nach dem vorspringenden rechten Ufer zu.

Da diese Verlegung unter gleichzeitiger Aufrechterhaltung der Schiffahrt nur schwer durchführbar schien, wurde die Ausführung eines Durchstiches erwogen, wobei eine Störung der Schiffahrt nicht eintreten konnte.[1]) Dem Plan wurde näher getreten und die Durchführung des Durchstiches beschlossen, als durch vergleichende Kostenberechnung noch festgestellt war, daß sich der Durchstich gegenüber einer Abflachung der vorhandenen Krümmung auf 400 m Halbmesser billiger stellen würde.

Der Durchstich hat an seinem oberen Ende einen Halbmesser von 550 m erhalten, der in einen solchen von 750 m übergeht (Abb. 1). Mit dem Bau des Durchstiches haben auch die Hochwasserabflußverhältnisse eine andere Regelung erfahren. Recht ungünstig für den Hochwasserabfluß und eine etwaige Eisabführung ist der Umstand, daß das Flußbett auf der Strecke zwischen Oderkilometer 382—383 nahezu senkrecht zur Richtung des Gesamthochwasserstromes zwischen den beiderseitigen Deichen verläuft. Eine niedrige Verbauung des als Altarm liegenbleibenden Flußlaufs ließ besorgen, daß der Hochwasserstrom besonders bei mittleren Hochwässern, wo die Strömung hauptsächlich noch dem eigentlichen Flußlauf folgt und seine nach hohen Hochwasserständen so wünschenswerte Spülung besorgt, sich an dem Abzweig des Durchstiches spalten und nicht die nötige Kraft zur Räumung des Durchstiches behalten würde.

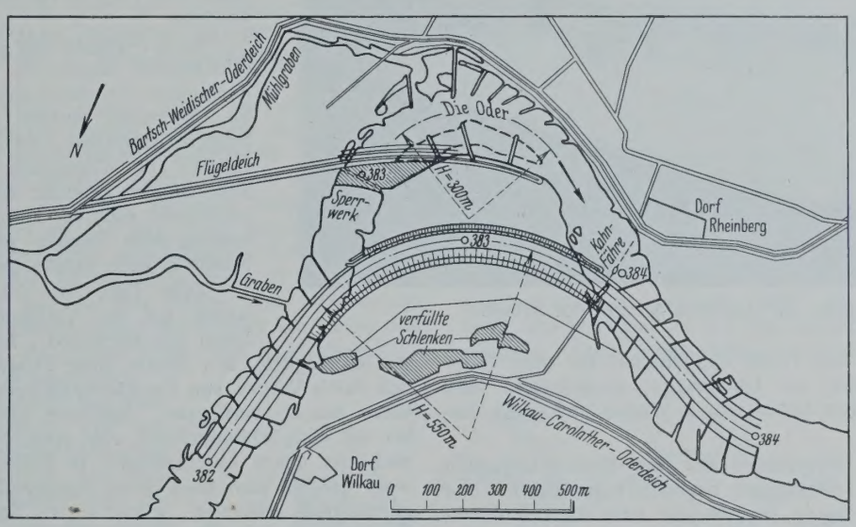


Abb. 1. Lageplan.

Diese Überlegungen ließen den Entschluß reifen, auf dem linken Ufer, wo der Bartsch-Weidischer Deich ohnehin eine ungünstige Ausbuchtung macht, einen Flügeldeich bis zur Höhe des höchsten Hochwassers zu erbauen, der den Hochwasserstrom in die Richtung des Durchstiches weist. Zur Verbesserung des Hochwasserabflusses ist das vorspringende rechtseitige Vorland vor dem Wilkau-Carolather Deich, das mit dichtem Busch- und Hochwald bestanden war, hiervon vollständig freigemacht und teilweise eingeebnet worden.

Der am unteren Ende des Flügeldeichs an der engsten Stelle verbliebene Hochwasserabflußquerschnitt ist genügend groß, um das höchste Hochwasser ohne Aufstau abzuführen, und entspricht in seiner Größe dem wirksamen mittleren Hochwasserquerschnitt der Oder auf der in Betracht kommenden Strecke.

Die Kosten des Flügeldeichs waren verhältnismäßig gering, da in ihm ein großer Teil der im Durchstich gewonnenen Bodenmengen untergebracht werden konnte. Allerdings mußte der Boden für den links der Oder herzustellenden Teil des Deiches auf Zwischenlagerung genommen werden.

Der Grund und Boden, auf dem der Flügeldeich errichtet ist, ist von den Eigentümern unentgeltlich zur Verfügung gestellt und ihnen dafür die Grasnutzung auf den Deichflächen überlassen worden. Die Unterhaltung des Flügeldeiches hat der Eigentümer des Hauptdeiches, der Bartsch-Weidischer Deichverband, übernommen.

Die durch den Flügeldeich unterbrochene Vorflut in einem längs des Bartsch-Weidischer Deiches laufenden Altarm (Mühlgraben), der jedoch nur bei höheren Hochwässern Wasser führt, mußte durch einen Graben vor dem Flügeldeich wiederhergestellt werden.

Die Linienführung des Durchstiches wurde im Zusammenhang mit den ober- und unterhalb anschließenden Strecken bearbeitet. Sie ist das Ergebnis mehrerer Vergleichsentwürfe. Da durch den Durchstich der bisherige Oderlauf um rd. 450 m gekürzt wird, mußte für die Berechnung der Querschnitte ein anderes Gefälle als das bisherige Durchschnittsgefälle von $J = 0{,}00028$ festgesetzt werden.

Dieses geschah unter Berücksichtigung, daß auf der anschließenden Strecke bis Glogau nach dem geprüften und genehmigten allgemeinen Entwurf für den Oderausbau noch drei weitere Durchstiche und Abkürzungen des Flußlaufes vorgesehen sind. Unter der Annahme, daß sich das Gefälle auf eine längere Strecke ausgleichen wird, wurde das neue Gefälle für GW (gewöhnliches Wasser) auf $J = 0{,}00032$ festgesetzt, während für HHW die bisherige Höhe und das bisherige mittlere Hochwasserspiegelgefälle von $J = 0{,}00027$ beibehalten worden ist.

Bei Bestimmung der Höhenlage der Sohle und der Abmessungen des Querschnittes ist darauf Bedacht genommen, daß für die Landeskultur keine Nachteile entstehen. Die Querschnitte der Buhnenstrecken entsprechen den Regelquerschnitten der von der Oderstrombauverwaltung herausgegebenen Leitsätze für den Ausbau der Oder; dagegen ist für den Durchstich selber ein der Durchflußmenge entsprechender unsymmetrischer Querschnitt gewählt, um für Wasserführung und Schiffahrt gleich günstige Bedingungen zu schaffen. Nach mehreren Vergleichsrechnungen hat sich der in Abb. 2 dargestellte Querschnitt mit 87 m Spiegelbreite bei GW als der zweckmäßigste ergeben. Sein Abführungsvermögen beträgt für die Querschnittfläche bei AW (Ausbauwasserstand) (81,0 m²) 59 m³/sek und bei GW (175 m²) 184 m³/sek.

Durch Tieferlegung der Sohle am konkaven Ufer und allmähliches Ansteigen 1:30 nach der konvexen Seite zu paßt sich der Querschnitt der natürlichen Ausgestaltung des Flußbettes in Krümmungen am besten an. Die linkseitige Böschung 1:3 sowie die anschließende Sohle in Breite von 3,0 m sind mit 0,25 m starker Steinschüttung aus faustgroßen Kalksteinen auf 15 cm starker Schotterunterlage gesichert. Die obere Böschung 1:5 hat bis 1,0 m über GW eine 15 cm starke Abdeckung aus Kalksteinschotter erhalten. Bei dem feinkörnigen Sandboden ist auch auf der rechtseitigen 1:12 geneigten Böschung auf der Höhe der mittleren Wasserstände eine 10 cm starke Schotterabdeckung für notwendig gehalten worden, die durch besondere in Abständen von 30 m senkrecht zur Böschung verlaufende Steinrippen noch verstärkt wurde.

Am oberen und unteren Ende des Durchstiches sind zur besseren Stromführung und Erleichterung für die Schiffahrt Leitdämme (Längsbuhnen) vorgesehen, die so weit vorgestreckt sind, daß die Entfernung von der nächstliegenden Buhne dem üblichen Abstande zweier Buhnen (70 bis 80 m) entspricht.

Die Bauarbeiten, die in öffentlicher Ausschreibung an einen Unternehmer vergeben wurden, erstreckten sich auf den eigentlichen Durchstich (Erdaushub und Uferbefestigung) sowie Herstellung des Flügeldeiches; die an den Durchstich anschließenden Buhnenbauten

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1927, Heft 55, S. 810.

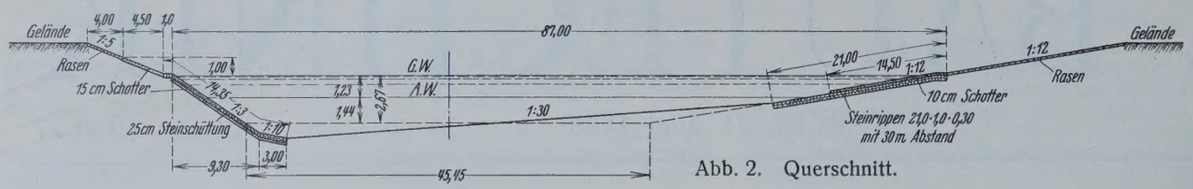


Abb. 2. Querschnitt.

sowie die Verbauung des Altarms wurden dagegen im Eigenbetriebe ausgeführt.

Der Hergang der Bauarbeiten, bei denen infolge der außergewöhnlich lange anhaltenden niedrigen Oderwasserstände während des letzten Sommers von den üblichen Baumaßnahmen (Naßbaggerbetrieb) abgewichen werden konnte, war folgender:

Da sämtliche Vorarbeiten im Gelände einschließlich der Abholzungs- und Rodungsarbeiten von der Bauverwaltung erledigt waren, konnte Ende Juni 1928 gleich mit dem Erdaushub begonnen werden. An Geräten standen dem Unternehmer zur Verfügung:

Zwei Stück Raupenband-Löffelbagger von 1,0 m³ Löffelinhalt und einer stündlichen Leistung von 100 m³. Später trat ein Raupenband-

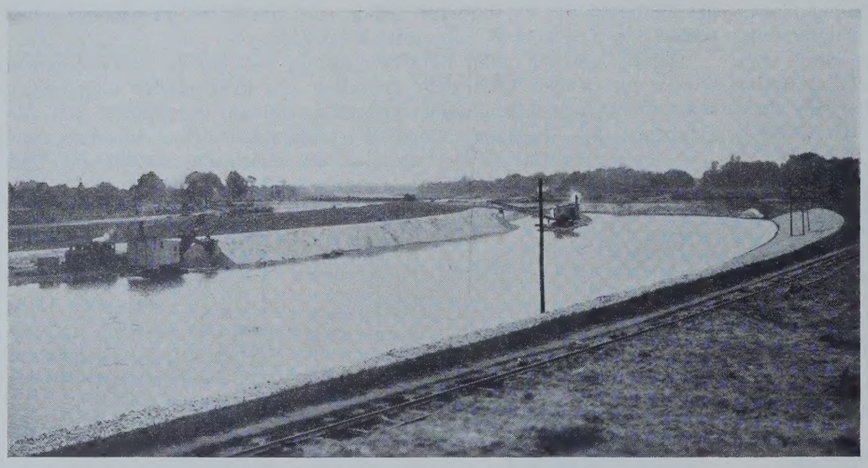


Abb. 3. Greifer und Löffelbagger bei der Arbeit.

greifer von 13,0 m Ausladung und 1,0 m³ Greiferinhalt mit etwa 70 m³ Stundenleistung hinzu, der sich als Löffelbagger ummontieren läßt. Dazu war die nötige Anzahl von Lokomotiven, Wagen und Gleis vorhanden.

Zunächst wurde mit dem Wegräumen der über Wasser liegenden Erdmassen durch die beiden Löffelbagger begonnen; am oberen und unteren Ende des Durchstiches wurde als Abschluß vom alten Strombett und zum Schutze gegen Überflutungen ein Erddamm stehengelassen. Der im Durchstich gewonnene Boden wurde teils auf der zwischen Durchstich und Altarm gelegenen Insel zur späteren Verwendung für Sperrwerk und Flügeldeich auf Zwischenlagerung genommen, teils unmittelbar in die nördlich gelegenen tiefen Schlenken verbaut.

Es ergab sich, daß bei dem geringen Grundwasserandrang und den anhaltenden niedrigen Oderwasserständen (im Mittel etwa 1,30 m unter GW) der größte Teil des Bodens im Trockenen gewonnen werden konnte. Der Unternehmer hat daher den ursprünglichen Bauplan, den Boden unter Wasser durch Naßbaggerung zu beseitigen, fallen gelassen und hat in offener Wasserhaltung weiter mit Löffelbaggern gefördert.

Mit Hilfe zweier Zentrifugalpumpen von 30 cm Durchm. und 8 bis 9 m³ minutlicher Leistung gelang es, den Wasserspiegel im Durchstich um 40 bis 50 cm unter dem jeweiligen Wasserstand der Oder zu senken, so daß nur eine Tiefe von 60 bis 70 cm über der Ausbausohle blieb. Unter diesen Verhältnissen war es möglich, den Raupenbandgreifer im Wasser arbeiten zu lassen, der die unter Wasser befindlichen Bodenmengen beseitigte. Dabei wurden die Massen der in der Mitte des Querschnittes verbliebenen Bodenrippe, die der Greifer nicht mehr unmittelbar in die Fördergefäße schaffen konnte, zunächst in Ufernähe abgesetzt, wo sie durch nochmaliges Bewegen mit dem Löffelbagger in die Förderwagen gebracht wurden (Abb. 3). Durch dieses Verfahren erübrigte sich der Aushub unter Wasser mit Naßbaggern, deren Heranschaffung bei den verhältnismäßig geringen unter Wasser verbliebenen Mengen größere Kosten verursacht und mehr Zeit beansprucht hätte als die von dem Unternehmer gewählte Ausführungsweise.

Die Absenkung im Durchstich war weiterhin vorteilhaft für die beiderseitigen Ufersicherungen, die überwiegend im Trockenen eingebracht und daher sorgfältiger als unter Wasser hergestellt werden konnten.

Die Erdarbeiten wurden zeitweise behindert durch das Antreffen zahlreicher starkstämmiger sogenannter Wassereichen, die zum Teil unter der Ausbausohle lagen und vielfach nur durch Sprengen beseitigt werden konnten.

Nach Fertigstellung der Arbeiten innerhalb der Abschlußdeiche wurde die Wasserhaltung eingestellt und der untere Abschlußdamm beseitigt. Die Baggerungen im Unterstrom wurden von der Verwaltung mit Naßbaggern ausgeführt. Im Anschluß wurde auch die obere Zufahrt zum Durchstich von den verbliebenen Resten alter Buhnen geräumt und unter Verlegung der Schiffahrtstraße nach der Durchstichseite die linkseitigen neu anzulegenden Buhnen soweit vorgestreckt, als es die Schiffahrt noch gerade gestattete.

Zwei Tage vor Inbetriebnahme des Durchstiches wurde mit der Verbauung des Altarmes von beiden Ufern aus begonnen. Bei dem niedrigen Wasserstande war es möglich, den Altarm ohne Verwendung von Sinkstücken, lediglich durch Vorbau von Faschinenpackwerk zwischen Pfählen von beiden Ufern aus zu verriegeln. Nachdem der beiderseitige Faschinenvorbau bis auf eine Schiffahrtlücke von etwa 50 m Breite vorgeschritten und auch der obere Abschlußdeich in Breite und Höhe soweit abgetragen war, daß er dem etwa 30 cm betragenden Überdruck des Oderwassers gerade noch standhielt, wurde am 13. November mittags um 12 Uhr die Schiffahrt gesperrt. Nunmehr konnte mit der gänzlichen Schließung des Sperrwerkes und dem Durchstechen des oberen Abschlußdeiches begonnen werden. Das geschah durch einen in der Mitte des Deiches an der Uferseite angesetzten Schwimmbagger und den an der linken (konkaven) Seite von Land aus arbeitenden Greifer. Bei der verhältnismäßig geringen Strömungsgeschwindigkeit vergrößerten sich die Deichlücken nur langsam; es wurde daher durch weiteres Abgraben mit Hand und Herstellung weiterer Lücken der Durchflußquerschnitt vergrößert (Abb. 4). Bei der immer stärker werdenden Entlastung durch den Durchstich machte die gänzliche Durchbauung des Altarmes keine Schwierigkeiten und konnte noch während der Nacht fertiggestellt werden. Auch die stehengebliebenen Reste des Abschlußdeiches wurden noch während der Nachtzeit geräumt, so daß bereits im Laufe des folgenden Vormittags der Durchstich für

Abb. 4. Beseitigen des oberen Abschlußdeiches.

Abb. 5. Ansicht des Durchstiches nach Fertigstellung.

die Schiffahrt wieder freigegeben werden konnte (Abb. 5). Nach Schließung des Altarmes wurde das Sperrwerk mit Boden aus der Zwischenlagerung umschüttet und die weiteren Verfüllungsarbeiten für den Unterbau des die Oder kreuzenden Flügeldeiches ausgeführt.

Die Bauarbeiten wurden vom Tiefbauunternehmer Julius Schallhorn in Glogau zur Zufriedenheit der Bauverwaltung ausgeführt. In der $4^1/_2$ Monate betragenden Bauzeit wurden rd. 330 000 m³ Boden bewegt und etwa 7000 m³ Steine verbaut.

Die Wasserkraftanlage „Dnjeprostroi“ mit besonderer Berücksichtigung der Zerkleinerungs- und Mischanlagen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. **O. Walch**, Oberingenieur der Siemens-Bauunion.

Im südlichen Rußland ist zurzeit eine der größten Wasserkraftanlagen Europas im Bau. Es handelt sich um die Anlage „Dnjeprostroi“ am Dnjepr in der Nähe von Saporoshje (vormals Alexandrowsk) (Abb. 1), die jetzt für eine Leistung von 350 000 PS ausgebaut wird, mit einer späteren Erweiterungsmöglichkeit auf 650 000 PS.

Der Entwurf ist auf den Gedanken zurückzuführen, die in dieser Gegend im Flußlaufe des Dnjepr vorhandenen Stromschnellen für die Schiffahrt nutzbar zu machen. Mit Rücksicht auf diesen Zweck allein war jedoch keine Möglichkeit, die Kosten für eine so gewaltige Anlage aufzubringen. Erst nachdem man die Erzeugung elektrischer Energie ins Auge fassen konnte, war eine wirtschaftliche Lösung möglich. Es wurden im Laufe der Jahre verschiedene Entwürfe aufgestellt, von denen jetzt das von Prof. Alexandroff herrührende zur Ausführung gelangt (Abb. 2). Es ist der Bau eines Wehres geplant von einer Kronenlänge von 766 m bei einer größten Höhe von 38 m. Auf der rechten Seite des Wehres schließt das Krafthaus an, während auf der linken Seite des Wehres die Schleusenkammern liegen. Es handelt sich hier, wie aus den eben gegebenen Zahlen hervorgeht, um Bauwerke von außergewöhnlich großen Abmessungen, und zwar sind im wesentlichen zu leisten: 612 000 m³ Bodenaushub, 414 000 m³ Felsaushub und mehr als 1 Mill. m³ Beton, wozu noch mehr als 100 000 m³ Beton für die Baustelleneinrichtung usw. hinzukommen. —

Die Siemens-Bauunion wurde Anfang 1927 von der russischen Regierung als beratender Ingenieur bestellt, und zwar sowohl für die Baustelleneinrichtung als auch für die Bauausführung selbst. Ein umfangreicher Plan wurde ausgearbeitet mit allen Einzelheiten für die Baustelleneinrichtung, der im Frühjahr 1927 dem Bauherrn vorgelegt wurde. Inzwischen ist mit den Arbeiten an Ort und Stelle begonnen worden, und zwar sind bis jetzt im wesentlichen ausgeführt die Arbeiten für die Anschlußbahnen bis zur Baustelle, für die Gleisanlagen an der Baustelle selbst, für das Baukraftwerk und für die Brech- und Mahlanlagen; außerdem für die Bauwerke zur Unterbringung der Arbeiter, Baubureau usw. Das größte Interesse dürften die großen Brech- und Mahlanlagen, einschließlich der Mischanlagen, beanspruchen.

Da die gesamten Zuschlagstoffe aus Felsmaterial gewonnen werden müssen, sind umfangreiche Anlagen für die Steinzerkleinerung notwendig. Es wurde auf Grund des Bauprogramms und unter Berücksichtigung der besonderen örtlichen Verhältnisse die Forderung aufgestellt, daß auf jeder Seite des Flusses eine Zerkleinerungs- und Mischanlage Aufstellung finden soll, die so bemessen ist, daß stündlich 250 t Gestein zu Sand und Schotter und weiterhin zu Beton verarbeitet werden können. Auf Grund eingehender Studien hat man sich dazu entschlossen, die Anlage auf jedem Ufer in drei getrennte Teile zu zerlegen (Abb. 3 u. 4):

1. die Zerkleinerungsanlage,
2. die Zementlager,
3. die Mischanlage.

In der Zerkleinerungsanlage findet das Brechen und Mahlen des aus dem Steinbruch kommenden Materials zu Sand und Schotter statt sowie eine Aussortierung und Lagerung des gebrochenen Materials. Im Zementlager findet neben der Lagerung vor allem das Auspacken des Zementes aus den Säcken statt; außerdem können hier auch Säcke, die mit der Bahn ankommen, ohne Lagerung unmittelbar entleert werden.

Mit der Mischanlage verbunden sind Silos für Sand, Schotter und Zement. Die Verbindung zwischen Zerkleinerungsanlage und Mischanlage geschieht durch Förderbänder, zwischen Zementlager und Mischanlage durch Becherwerke und Schnecken.

Im folgenden soll eine kurze Beschreibung der gesamten Anlage gegeben werden, aus der der Verarbeitungsvorgang ersichtlich ist.

Anlagen auf dem rechten Ufer.

1. Brech- und Mahlanlage.

Das Steinmaterial wird aus dem Steinbruch in Selbstkippern von 15 m³ Inhalt auf Ordinate + 48 zugeführt. Da es nicht möglich ist, einen solchen Wagen in Anbetracht seines großen Inhalts unmittelbar in den Steinbrecher zu kippen, ist eine Verteilungsanlage vorgesehen in der Weise, daß das Steinmaterial aus den Wagen auf eine kippbare Aufgabebühne fällt, die etwa die gleiche Länge hat wie die Wagen und eine Breite von 2,3 m. Um die durch das stürzende Gestein verursachten Stöße abzudämpfen, ist die Eisenkonstruktion der Bühne mit Holz ausgekleidet. Diese Aufgabebühne kann an dem einen schmalen Ende durch

Abb. 1. Übersichtsplan.

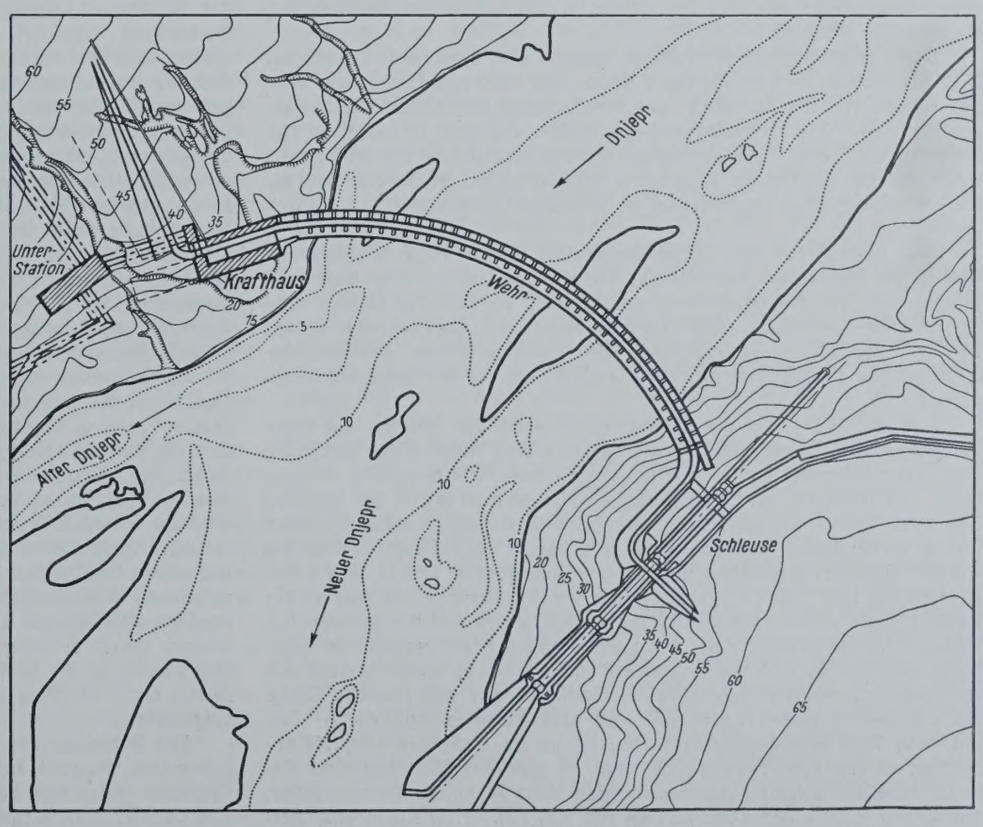


Abb. 2. Lageplan der Anlage Dnjeprostroi.

ein elektrisch betriebenes Hubwerk gehoben werden, so daß das Material von der Bühne, entsprechend der langsam zunehmenden Neigung, allmählich abrutscht. Es fällt dann auf einen Schubstangenrost, auf dem es dem Maul des Großbrechers gleichmäßig zugeführt wird. Der Schubstangenrost, der aus einem System gegeneinander versetzter, hin und her schwingender, kräftiger Stäbe besteht, steht mit seiner Längsachse senkrecht zur Längsrichtung der Kippbühne, so daß das Material beim Übergang von der Kippbühne zum Schubstangenrost eine Bewegungsänderung um 90 ° machen muß. Auf der andern Seite des Schubstangenrostes ist eine gleiche Kippbühne vorgesehen, so daß gleichzeitig zwei Wagen entladen werden können. Die Speisung des Schubstangenrostes darf jedoch immer nur von einer Kippbühne aus stattfinden, so daß die beiden Kippbühnen abwechselnd gehoben und gesenkt werden. Der Schubstangenrost ist so eingerichtet, daß alles Material unter 90 mm hindurchfallen kann, und, ohne durch den Grobbrecher hindurchzugehen, den weiteren Weg der Zerkleinerung mitmacht.

Der Grobbrecher, ein Backenbrecher, hat eine Maulweite von 1500 × 1200 mm und dürfte für gewöhnlich zweckmäßig mit einer Spaltweite von 400 mm arbeiten, bei der die geforderte Leistung von 250 t/h bestimmt erreicht wird. Er kann Steine bis etwa 1 m³ Größe zerkleinern. Der Brecherkörper ist aus mehreren Teilen zusammengesetzt und, ebenso wie die Schwingen und die Exzenterstange, aus bestem Stahlguß hergestellt. Der schwerste Teil dieses Brechers ist die Schwinge mit etwa 14,5 t Gewicht; das Gesamtgewicht des Brechers beträgt etwa 128 t. Der Antrieb des Großbrechers geschieht über ein Vorgelege durch zwei Motoren von je 163 PS Dauerleistung. Beide Motoren sind nur zum Anfahren nötig; im Betriebe genügt ein Motor; der zweite Motor kann daher während des Betriebes durch eine Reibungskupplung abgeschaltet werden.

Das im Grobbrecher zerkleinerte Material fällt durch eine Schurre auf eine Schüttelrutsche von 1500 mm Breite und 6500 mm Länge, der auch das bereits vor der Zuleitung zum Grobbrecher absortierte Material zugeführt wird. Die Schüttelrutsche befördert das zum ersten Male zerkleinerte Gut, das im allgemeinen nicht größer als 40 cm sein dürfte, sowie das im Schüttelrost absortierte Material einem Becherwerk zu, das als Verbindungsglied eingeschaltet ist zwischen Grobbrecher und Kreiselbrecher.

Das Becherwerk hat aneinandergereihte Becher von je 1500 mm Breite, 800 mm Höhe und 700 mm Tiefe. Das Gestein wird über eine Schurre den Bechern unmittelbar aufgegeben, so daß die Becher nicht zu schöpfen brauchen. Der Achsenabstand des Becherwerks beträgt 18,4 m. Um zu verhindern, daß die gefüllten Becher bei Betriebsstillstand das Becherwerk rückwärts drehen, ist ein Sperradgetriebe eingebaut.

Am anderen Ende des Becherwerkes wird das Material auf einen Stangensiebrost Patent „Roß“ geworfen und dort unter 9 cm absortiert. Der Stangensiebrost hat eine Arbeitsbreite von 1500 mm, eine Arbeitslänge von 1850 mm und eine Rostspaltweite von 90 mm. Es kommen hier zwei endlose ineinandergreifende Stahlketten zur Anwendung, deren innere Kette kürzer und deren äußere länger ist. Beide Stahlketten werden über Kettenscheiben und Umleitrollen geführt und bewegen sich zwangläufig fort. Infolge des verschiedenen Durchhanges löst sich an der unteren Seite der Kettenscheibe die äußere Kette von der inneren los, wodurch in der unteren Kettenbahn eine etwa dreifach vergrößerte Spaltweite entsteht, so daß das abgesiebte feine Material ungehindert durch die größeren, unteren Stablücken herabfallen kann, während das Grobe auf der oberen Kette liegenbleibt und dem Ablauf zuwandert. — Das auf dem Rost liegenbleibende Material fällt am Ende auf eine Hosenrutsche, so daß eine Teilung des noch zu zerkleinernden Materials eintritt. Jede der beiden Rutschenöffnungen führt zu einem Kreiselbrecher, von denen jeder einen Durchmesser von 2 m hat. Hier findet eine Zerkleinerung statt bis zu 9 cm.

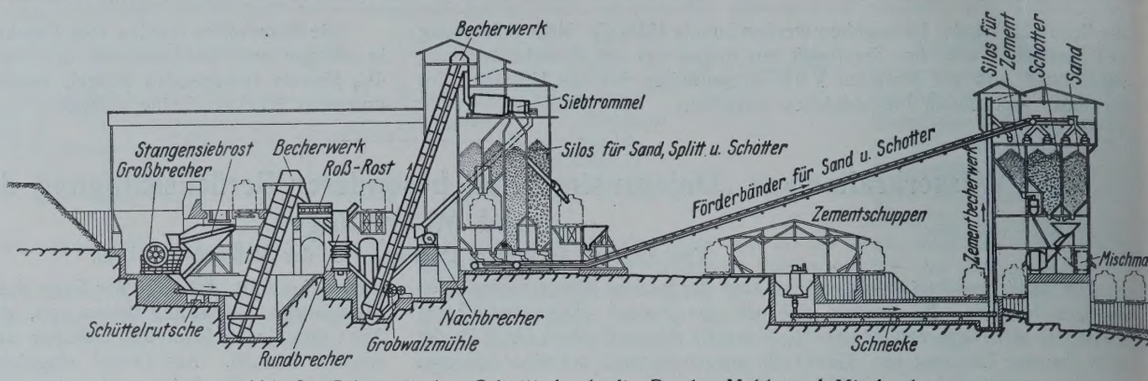


Abb. 3. Schematischer Schnitt durch die Brech-, Mahl- und Mischanlage.

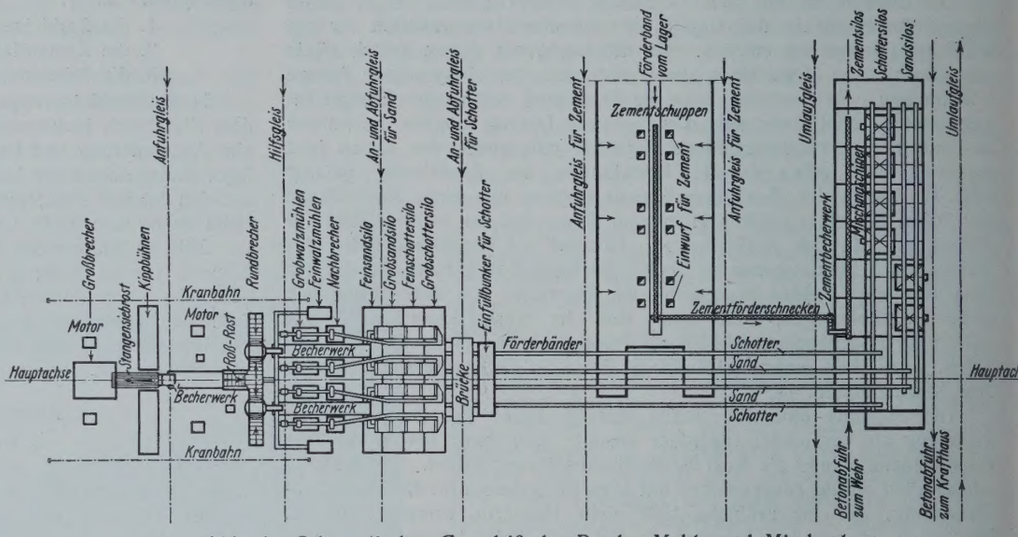


Abb. 4. Schematischer Grundriß der Brech-, Mahl- und Mischanlage.

Die Rundbrecher haben eine Brechöffnung von 1450 mm im Durchmesser. Der kleinste Durchmesser des Brechkegels ist 600 mm, die Höhe des Brechers ist 4,20 m, die Länge 4,60 m und die Breite 3 m; das Gewicht ist ungefähr 37 t.

Der aus den beiden Kreiselbrechern anfallende Schotter, ebenso wie das Material, das durch den Roß-Rost hindurchgefallen ist, wird je einem Becherwerk zugeführt, die die Verbindung darstellen zu den Sortiertrommeln. Die Becher haben eine Breite von 1200 mm. Der Achsenabstand der Becherwerke beträgt 31,8 m. Die stündliche Leistungsfähigkeit der Becherwerke ist etwa 180 t Gestein. Auf dem rechten Ufer wird das Becherwerk ungeteilt ausgeführt, auf dem linken Ufer dagegen wegen des größeren Höhenunterschiedes geteilt. Die Längen betragen für das untere 21 m und für das obere 24 m. Im übrigen sind diese Becherwerke in der gleichen Weise konstruiert, wie das bereits oben erwähnte. Am oberen Ende eines jeden Becherwerkes findet eine weitere Teilung des Materials statt, so daß mit jedem Becherwerk 2 Sortiertrommeln, insgesamt somit 4 Trommeln zusammen arbeiten. Es ist eine Einteilung vorgesehen für Feinsand 0 bis 2 mm, Grobsand 2 bis 7 mm, Splitt 7 bis 30 mm, Schotter 30 bis 90 mm. Das den Siebtrommeln zugeführte gröbere Material fällt am Ende der Sortiereinrichtung durch eine Rutsche schräg nach unten in Nachbrecher mit einer Maulweite von 700×400 mm. Das übrige Material wird von der Sortiertrommel aus unmittelbar in Silos geleitet. Um genügend feines Material zu erhalten, ist ferner vorgesehen, daß ein Teil des Grobschotters von 30 bis 90 mm ebenfalls nochmals durch die eben genannten Feinbrecher, von denen gleichfalls vier vorgesehen sind, gehen kann. Das aus den Feinbrechern kommende Material wird zur weiteren Verarbeitung zu Sand in die daruntersteheden Walzenmühlen (Durchmesser der Walzen 1000 mm) gebracht, von denen je eine mit einem Feinbrecher zusammen arbeitet. Das aus den Walzenmühlen anfallende Material wird durch kleine, senkrechte Becherwerke mit 350 mm Becherwerkbreite um etwa 9 m gehoben. Es fällt aus diesen Becherwerken durch Schurren in die großen Becherwerke und gelangt von hier wieder in die Sortiertrommeln. Für die Erzeugung von besonders feinem Sand für Putz u. dergl. sind noch außerdem Feinwalzenmühlen aufgestellt.

Die Entnahme des zerkleinerten und sortierten Materials, sofern das gebrochene Material auf Lager zugeführt wird, geschieht bei Fein- und Grobsand unter den Silos mittels Schwingschieberverschlüsse, bei Fein- und Grobschotter seitlich der Silos durch Siloklappverschlüsse mit hochklappbarer Verladeschurre. Findet eine unmittelbare Verarbeitung des

gebrochenen Materials zu Beton statt, so gelangt Sand und Schotter auf Förderbänder, die zur Mischanlage führen (s. unten).

Um bei Betriebsstörungen am Grobbrecher nicht die ganze Anlage stillegen zu müssen, ist eine unmittelbare Beschickung der Kreiselbrecher von den aus dem Steinbruch kommenden Wagen aus vorgesehen. Die Gleisanlage liegt ebenfalls auf Ordinate + 48. Die Beschickung der Kreisbrecher geschieht hier unmittelbar, was möglich ist, sofern nur feiner geschossenes Material zugeführt wird.

Gleichwie es möglich ist, von den Silos Sand und Schotter zum Lager abzufahren, ist auch eine Speisung der Betonanlage von den Lagern aus vorgesehen. Die Zufahrt von den Lagern geschieht auf denselben Gleisen wie die Abfahrt zum Lager, nämlich auf Ordinate + 46. Die vom Lager kommenden Wagen mit Sand kippen in kleine Bunker, von denen aus eine unmittelbare Speisung der zur Mischanlage führenden Förderbänder möglich ist. Da diese eben erwähnten Bunker in Verbindung stehen mit den unter den Sortiertrommeln liegenden Silos für Sand, ist es für die Beschickung der Förderbänder nebensächlich, ob Sand von den Silos kommt oder vom Lager aus zugeführt wird. Bei Schotter sind außerhalb der eigentlichen Siloanlage kleine Silos vorgesehen, in die das vom Lager kommende Material gekippt werden kann und von denen aus unmittelbar die Speisung der Förderbänder vorgenommen wird (s. später).

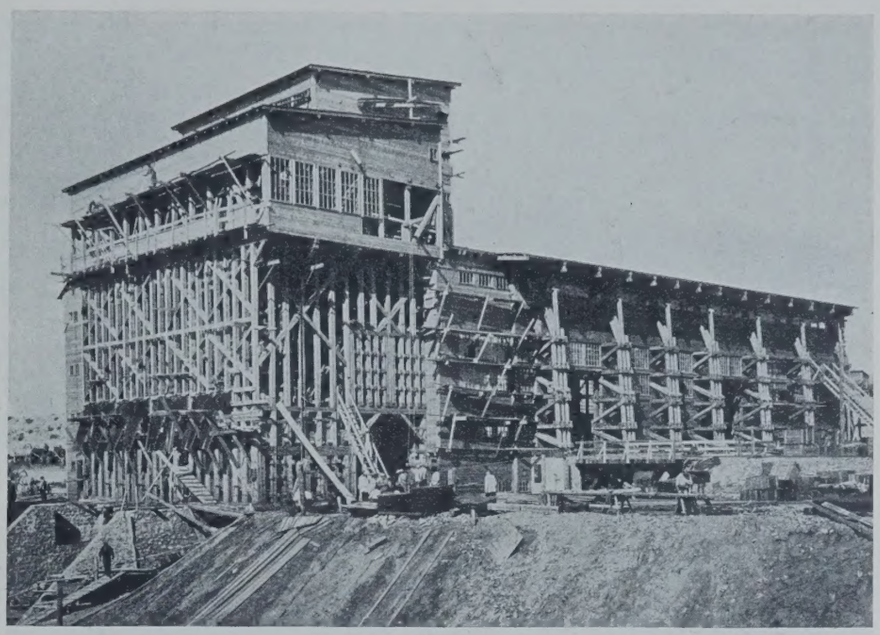


Abb. 5. Brech- und Mahlanlage auf dem rechten Ufer.
In der rechten Hälfte des Gebäudes stehen die Brecher und Walzenmühlen.
Links befinden sich die Silos und darüber die Siebtrommeln.

2. Zementlager.

Diese Anlage zerfällt in zwei Teile, nämlich in das eigentliche Zementlager und in den Raum, der zum Auspacken des Zementes bestimmt ist. Die Zufuhr des Zementes geschieht mittels Vollspurwagen an beiden Längsseiten des Gebäudes. Sofern der Zement nicht unmittelbar verarbeitet wird, sondern erst auf Lager kommt, wird er vor dem Lagerraum entnommen, in dem die Säcke gestapelt werden können. Die Eisenbahnwagen können an sieben Stellen auf jeder Seite des Gebäudes entladen werden, die so gelegt sind, daß der Abstand gleich ist der Entfernung zweier Türen der Güterwagen. Im Lagerraum sind entsprechende Gänge vorgesehen, so daß von jedem Stapel der Zement entnommen werden kann. Das Stapeln und die Entnahme vom Stapel geschieht von Hand. Da das Lager eine Längenausdehnung von rd. 114 m hat, ist in der Mitte des Gebäudes eine Bandanlage vorgesehen, auf der die Säcke durch den Lagerraum zum Entleerungsraum transportiert werden können. Unter Umständen kann es sich als vorteilhaft herausstellen, um noch weiter an Handarbeit zu sparen, für den Quertransport von den Zementstapeln zum Band kurze transportable Bänder zu verwenden.

Wird Zement vom Lager verarbeitet, so kommt er, wie eben erwähnt, auf dem Bandtransporteur in den Entleerungsraum. Hier sind zwölf Plätze vorgesehen, an denen eine Entleerung der Säcke vorgenommen werden soll. Die einzelnen Stellen liegen so weit auseinander, daß die Arbeiter sich gegenseitig nicht behindern. Der auf dem Band ankommende Sack wird an einer der zwölf Entleerungsstellen vom Band abgenommen und entleert. Unter je zwei Entleerungsstellen ist ein gemeinsamer Bunker angeordnet, aus dem der Zement durch Entleerungsrührwerke entnommen und einer Förderschnecke zugeführt wird. Diese Schnecke liegt somit in derselben Achse wie das vom Lager kommende Förderband, nur um etwa 4,50 m tiefer unter dem Fußboden des Entleerungsraumes. Der Zement wird mittels dieser Schnecke zu dem, dem Lagerraum abgekehrten Ende des Entleerungsraumes gefördert und fällt dort aus der eben genannten Schnecke in eine andere, die senkrecht dazu verläuft. Die letztere Schnecke bringt den Zement zum Becherwerk, das im Zusammenhang steht mit der Betonmischanlage (s. unten).

Kann der mit der Staatsbahn ankommende Zement unmittelbar verarbeitet werden, so entfällt der Umweg über das Lager. Der Zement wird an den beiden Längsseiten des Entleerungsraumes an sechs verschiedenen Stellen aus den Wagens entleert und unter Zwischenschaltung einer Rutsche in den Entleerungsraum gebracht. Dort findet die Entleerung an derselben Stelle, wie oben erwähnt, statt, so daß ohne weiteres eine gleichzeitige Speisung der Zementförderschnecken durch Zement vom Lager und unmittelbar aus den Eisenbahnwagen möglich ist.

3. Betonmischanlage.

Die Betonmischanlage erhält das Material zugeführt von der Zerkleinerungsanlage und vom Zementlager. Mit den Mischanlagen verbunden sind Siloräume für Feinsand, Grobsand, Splitt und Schotter, sowie für Zement.

Die Zuschlagstoffe werden aus den Silos der Brech- und Mahlanlage auf Förderbänder gebracht, die mit einer Steigung von 17° 39', über das Zementlager hinweg, zu den Silos in der Mischanlage führen. Es sind entsprechend den vier Korngrößen vier Bänder vorgesehen, jedoch ist es möglich, je zwei Bänder auch mit ein und derselben Korngröße zu beschicken, so daß z. B. zwei Bänder nur Feinsand und die beiden übrigen nur Schotter fördern. Die Beschickung der Bänder geschieht bei Fein- und Grobsand in gleicher Weise, einerlei ob der Sand von der Brech- und Mahlanlage unmittelbar kommt oder vom Lager aus in die kleinen Bunker eingefüllt wird. Die Aufgabe auf die Bänder geschieht durch Schwingschieberverschlüsse mit Auslaufschurren. Der Fein- und Grobschotter, der von der Brech- und Mahlanlage kommt, wird dem oben bereits erwähnten Bunker mittels Stoßschuhspeisers entnommen. Der vom Lager angefahrene Schotter und Splitt wird von den kleinen, außerhalb der Brech- und Mahlanlage liegenden Silos mit Schwingschuhverschlüssen und Auslaufschurren auf die Bänder aufgegeben. Am oberen Ende eines jeden Bandes wird das Material vom Band in eine Hosenrutsche geworfen, durch die es auf ein anderes Band gelangt, dessen Achse senkrecht zu der des schräganssteigenden gerichtet ist. Durch die Zwischenschaltung der Hosenrutsche wird es möglich, von einem ankommenden Band aus zwei der anderen Bänder zu beschicken. Auf den über den Silos laufenden Bändern sind Abwurfwagen angeordnet, so daß an jeder Stelle die Materialien in die Silos abgegeben werden können. Die Silos für Feinsand und Grobsand liegen an der einen Außenseite des Silogebäudes, während die Silos für Splitt und Schotter in der Mitte des Gebäudes angeordnet sind. Es wechseln jeweils Silos für Fein- und Grobsand miteinander ab, und in gleicher Weise auch Silos für Splitt und Schotter. Durch diese Anordnung wird erreicht, daß oberhalb jeder Mischmaschine vier Silos für die Zuschlagstoffe entsprechend den vier verschiedenen Korngrößen angeordnet werden können. Am unteren Ende der Silos für die Zuschlagstoffe sind besondere Verschlüsse vorgesehen, die vom Bedienungsmann an dem Meßgefäß geöffnet und geschlossen werden können. Unter den Siloverschlüssen sind die Wagen zum Abwiegen der verschiedenen Mengen von Zuschlagstoffen angeordnet, die selbsttätig arbeiten. Die vier Korngrößen werden dann auf einmal in die Mischmaschinen entleert.

Der Zement kommt, wie vorerwähnt, durch Schnecken bis an den Fußpunkt der Mischanlage. Dort wird er von der Schnecke in ein etwa 27 m hohes, senkrecht stehendes Becherwerk abgegeben. Am oberen Ende des Becherwerkes wird unter Zwischenschaltung einer schrägen Rutsche eine Schnecke gespeist, die parallel läuft zu den vier Förderbändern, die über den Silos für die Zuschlagstoffe liegen. Von dieser Schnecke aus kann der Zement an verschiedenen Stellen entnommen werden und fällt in einen Silo, der auf der anderen Außenseite der ganzen Mischanlage angeordnet ist. Am unteren Ende des Zementsilos sind jeweils über jeder Mischmaschine kurze Schnecken angeordnet, die eine Entnahme des Zementes aus den Silos ermöglichen und gleichzeitig die unter diesen kurzen Schnecken liegenden selbsttätigen Wagen speisen. In diesen findet das Abwiegen der für eine Mischung benötigten Zementmenge statt. Aus der Wage fällt die abgewogene Zementmenge in einen kleinen Zwischenbehälter, der mit einem Schieber verschlossen werden kann. Beim Füllen der Mischmaschine wird dieser Schieber geöffnet, und der Zement fällt durch ein Rohr in die Mischmaschine. Diese wird in besondere Kübel entleert, die auf Vollspurwagen stehen. Zwischen Beton-

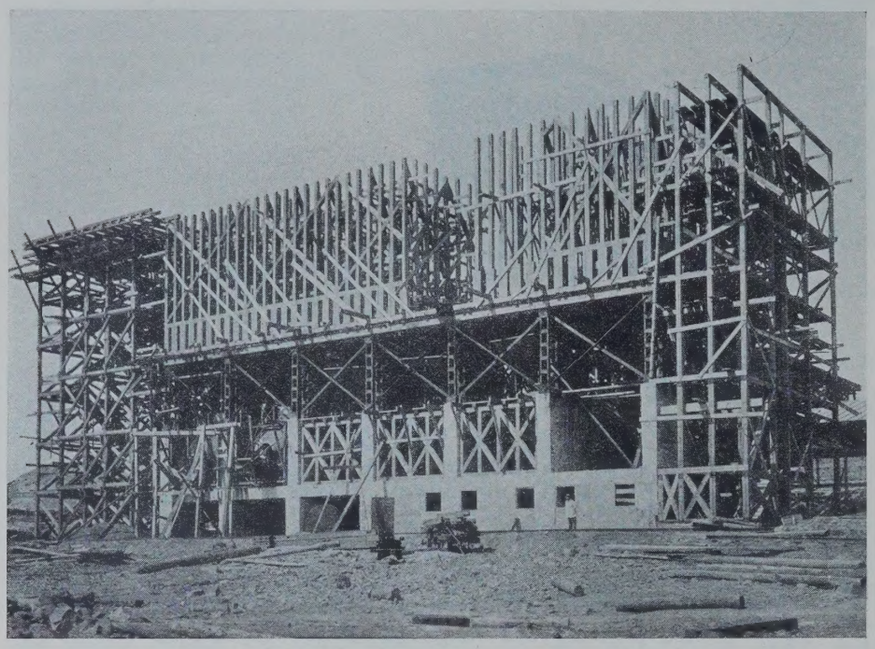


Abb. 6. Aufstellen der Mischanlage auf dem rechten Ufer.

mischmaschine und Kübel muß zum Zwecke des Füllens der letzteren eine kurze Rinne zwischengeschaltet werden, die nach Füllen der Kübel wieder hochgenommen werden muß, um das Durchfahrtprofil für die Lokomotive freizugeben. Die Mischmaschinen sind nicht gleichmäßig aufgestellt, vielmehr sind drei Mischmaschinen gleich gerichtet und entleeren nach ein und derselben Seite der Mischanlage, da die Betonerzeugung dieser Maschine für denselben Zweck, nämlich die Betonierung des Wehres, Verwendung findet. Die zwei weiteren Mischmaschinen entleeren nach der anderen Seite der Mischanlage, da der Beton von diesen Mischmaschinen zur Schleuse abgefahren wird.

Anlage auf dem linken Ufer.

Die Anlage auf dem linken Ufer ist im wesentlichen die gleiche wie auf dem rechten Ufer; es genügt daher, diejenigen Teile besonders zu erwähnen, die abweichend vom rechten Ufer gestaltet sind.

Die ganze Vorbrecheranlage bleibt in allen Einzelheiten genau wie auf dem rechten Ufer bis zum Becherwerk, das die Verbindung darstellt zwischen dem Kreiselbrecher und den Sortiertrommeln. Man hat dieses Becherwerk hier mit seinem Fußpunkt etwas tiefer angeordnet, da man dadurch gleichzeitig den Vorteil erreicht, daß die kleinen senkrechten Becherwerke, die bei der Anlage auf dem rechten Ufer notwendig sind, um das Material aus den Walzenmühlen in die großen Becherwerke zu bringen, fortgelassen werden konnten; allerdings hat das Becherwerk dadurch eine so beträchtliche Höhe erreicht, daß aus konstruktiven Gründen eine Unterteilung in zwei Becherwerke notwendig wurde. Die Sortieranlage ist wieder in der gleichen Weise ausgebildet, wie bereits beschrieben, ebenso die Silos für Fein- und Grobsand. Bei Splitt und Schotter hat man, abweichend von der Anlage auf dem rechten Ufer, hier die Silos genau in der gleichen Weise ausgebildet, wie die für Fein- und Grobsand, so daß die Entnahme aus sämtlichen Silos auf gleicher Höhe liegt.

Die Mischanlage konnte hier infolge der anderen Geländeverhältnisse unmittelbar an die Brech- und Mahlanlage herangerückt werden. Demgemäß sind die langen Förderbänder weggefallen. Fein- und Grobsand werden durch ein kurzes, wagerechtes Band zu einem senkrechten Becherwerke gebracht, das die Materialien hochfördert und Förderbänder beschickt, die über den Silos liegen. Bei den Silos für Splitt und Schotter konnte das Band ganz wegfallen; man hat ein schräges Becherwerk angeordnet, das unmittelbar aus den Silos gespeist wird und das ebenfalls die Materialien zu den Förderbändern über die Silos bringt.

Die Mischanlage ist im übrigen genau in der gleichen Weise ausgebildet wie auf dem rechten Ufer, nur entleeren hier alle sechs Mischmaschinen nach ein und derselben Seite. Der Zementschuppen ist grundsätzlich ebenso ausgebildet wie auf dem rechten Ufer; kleinere Änderungen wurden infolge der beschränkten Raumverhältnisse zwischen den Zufahrtgleisen nötig.

Sämtliche Gebäude für die Brech- und Mahlanlagen, sowie für die Mischanlagen — mit Ausnahme der Betonfundamente — sind aus Holz hergestellt. Nur soweit Schwierigkeiten auftraten, bei den großen Belastungen mit Holz auszukommen, wurde eine Eisenkonstruktion vorgesehen. Bei der Holzkonstruktion wurde besonders auf die in der ganzen Anlage zu erwartenden Stöße und Erschütterungen geachtet.

Es wurde bei der Durcharbeitung der Pläne darauf Rücksicht genommen, daß alle Maschinen bequem zugänglich sind, und überall Platz vorhanden ist, um die Maschinen ein- und auszubauen, und um Ausbesserungen vorzunehmen. Für diese Arbeiten wurde ferner ein Kran von 22 m Spannweite und 25 t Tragfähigkeit vorgesehen, der den Großbrecher und die dazugehörigen Beschickungseinrichtungen und die Rundbrecher bedienen kann; außerdem bei der Anlage auf dem rechten Ufer noch die Sandmühlen. Im übrigen sind überall stationäre Flaschenzüge bis zu 7,5 t Tragfähigkeit angeordnet, um Auswechslung von Ersatzteilen möglichst beschleunigt durchführen zu können.

Die hier beschriebenen Anlagen sind wohl die größten ihrer Art, sowohl was Leistung anbetrifft, als auch bezüglich der Einheiten der verschiedenen Maschinen. Die beiden Anlagen befinden sich zurzeit im Aufbau und sollten noch im Jahre 1928 in Betrieb genommen werden. Abb. 5 u. 6 zeigen den Bauzustand der einen Anlage vom Sommer 1928.

Der Aufbau der Anlage geschieht durch die Bauleitung der russischen Regierung, wobei Ingenieure der Siemens-Bauunion an Ort und Stelle mitwirken. Der Entwurf für die Anlage wurde von der Siemens-Bauunion zusammen mit der liefernden Firma Krupp-Grusonwerk, Magdeburg, im Einvernehmen mit den russischen Ingenieuren aufgestellt.

Alle Rechte vorbehalten.

Kombiniertes Brücken- und Zylinderwehr.

Von Ing. **K. K. Hagen**, Kitschkas (Ukraine).[1])

Auf einem der letzten Internationalen Schiffahrt-Kongresse wurde der Wunsch rege, beim Bau neuer kanalisierter Wasserstraßen die Wehre so zu entwerfen, daß sie zugleich für Wasserkraftanlagen Verwendung finden können.

Bereits einige Jahre vorher war dem XI. Internationalen Schiffahrt-Kongreß (1908) von Seiten Rußlands folgende Frage zur Lösung unterbreitet worden: „Bau von Wehren an Flüssen mit stark schwankender Wasserführung und starkem Eisgang, mit der Möglichkeit der gleichzeitigen Befriedigung der Schiffahrt- und Industrieinteressen".

Bekanntlich haben damals die russischen Ingenieure keine Wehrkonstruktionen vorgelegt, sondern sich damit begnügt, ihre ausländischen Fachgenossen mit den Eigenheiten des Eisganges auf russischen Flüssen bei einer Höhe des Packeises von 2 m, einer Eisdicke von 1,75 m und einer Grundeisschicht in der Newa bis zu 7 m bekannt zu machen.

Ich möchte kurz in Erinnerung bringen, wie sich ausländische Hydrotechniker zu dieser Frage geäußert haben: 1. Österreich. Deinlein verwies auf die Bedingungen des Wettbewerbes von 1906 bis 1907 und ihre Durchführung für kleinere Flüsse mit Wehrdurchlässen von 15 und 25 m in eigenartigen neuen Konstruktionen, die jedoch für unsere großen Flüsse ohne Frage ungenügend wären. 2. Deutschland. Schnapp und Carstanjen berichteten über die Verwendung zylindrischer Wehrverschlüsse in der Winterperiode. 3. Schweden. Hansen und Moelm brachten ebenfalls bestimmte Berichte über die Verwendung zylindrischer Wehrverschlüsse in der Winterperiode. 4. Italien. Cipoletti empfiehlt Dämme mit Stoney-Schützen. 5. Nord-Amerika. Siebert empfiehlt die Anwendung des „Bertrep-Wehres" für kleinere Durchlässe und geschlossene Dämme mit Wand nach der Druckseite hin.

Die Entschließung des XI. Internationalen Kongresses zu dieser Frage lautet: „Für die großen Ströme des nördlichen Rußlands, die bedeutende Schwankungen der Wasserführung aufweisen und starkem Eisgang unterworfen sind, ist, zu gleichzeitiger Befriedigung der Anforderungen von Schiffahrt und Industrie die Möglichkeit der Verwendung anderer als beweglicher Wehre als nicht genügend erwiesen. Von den beweglichen Wehren verdienen jene den Vorzug, bei denen die beweglichen Teile nicht auf den Flußboden herabgelassen, sondern aus dem Wasser gehoben werden."

Aus dieser Entschließung geht hervor, daß der XI. Internationale Kongreß in bezug auf die vorliegende Frage keinen bestimmten Beschluß gefaßt hat, sondern lediglich Richtlinien gibt, nach denen die Hydrotechnik arbeiten sollte.

Diese Aufgabe der Hydrotechnik muß für die U. d. S. S. R., insbesondere für deren nördliche, östliche und zentrale Gebiete gelöst werden,

[1]) Die Schriftleitung der russischen Zeitschrift „Binnenschiffahrt" 1927, Nr. 8, der dieser Aufsatz auf Wunsch des Verfassers entnommen ist, begleitet den Aufsatz mit folgender Fußnote: „Leider hat der Verfasser keinen Kostenanschlag für den vorgeschlagenen Typ gemacht und keinen Vergleich mit anderen Typen angestellt. Anscheinend wird der vorgeschlagene Typ sehr teuer werden." Diese Bemerkung erscheint uns zutreffend. Die Schriftleitung.

weil dort einerseits die Schiffahrtperiode sich auf nur etwa sechs Monate im Jahr erstreckt, wodurch die Wehre für die Schiffahrt nur im Laufe dieser Periode zur Benutzung kommen können, was die Unterhaltungskosten der Wasserstraße erhöht, und weil anderseits mit dem Beginn der Winterperiode der Bedarf an elektrischer Energie bedeutend zunimmt und auch weiter zunehmen wird, was wiederum zur Herabsetzung der Unterhaltungskosten für die Wasserstraßen führen kann.

Als vollkommensten Typ von Wehren mit entfernbaren Verschlüssen für große Durchlaßöffnungen sind Brückenwehre zu betrachten, doch würde dieser Wehrtyp bei den großen Schwankungen zwischen Hoch- und Niederwasser unserer großen Flachlandströme und bei Einhaltung des Lichtraumprofils sehr hohe Pfeiler (etwa 25 bis 30 m) erfordern, die, abgesehen von der ruhenden Belastung, auch noch der Stoßbelastung während des Eisganges im Herbst ausgesetzt sein würden.

Zur Verringerung der Pfeiler könnte für die größeren Flüsse der Typ eines Brückenwehres mit versenkbarer Bedienungsbrücke, wie ein solches in Frankreich an der Oise bei Creuil errichtet ist, ausgearbeitet werden.

Dieser Typ bedarf einer Umarbeitung für größere Durchlässe, was vermutlich die Umprojektierung einiger Konstruktionseinzelheiten nötig machen wird, während der Grundtyp des Wehres bereits durchgearbeitet und auch ausgeführt ist.

Der Zweck meiner Zeilen ist, die Leser mit einer der neuen Varianten der Lösung der Aufgabe bekannt zu machen.

Ich suche die Aufgabe durch eine solche Verbindung von Brückenwehr und Zylinderwehr zu lösen, daß das Zylinderwehr bei Niederwasser wie ein gewöhnliches Zylinderwehr wirkt und lediglich zur Vergrößerung der Spannweite in Aussicht genommen ist, die Anzahl der Stützlinien für die Schützen durch Hinzuführung von eisernen Zwischenstützen zu vermehren, die im Frühjahr im Sturzbett versenkt werden (Abb. 1).

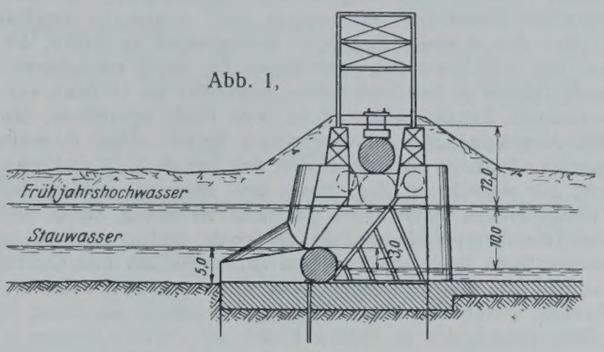
Vor Beginn des Frühjahrseisganges werden die an besonderen Wagen am Untergurt des Überbaues angehängten Zylinderschütze entfernt und können entweder am Ufer niedergelegt (Abb. 2) oder bei schmalen Durchlässen (ohne umlegbare Zwischenstützen) auf die Pfeilervorsprünge der im Frühjahr nicht schiffbaren Durchlaßöffnung heruntergelassen werden. (In der Diplomarbeit des Studenten Dynkoff, die unter meiner und des Dozenten Nesteroff Anleitung ausgeführt wurde, sind die Einzelheiten dieses Typs bereits ausgearbeitet worden.)

Die Hauptabmessungen bei dieser Konstruktion sind: $H = 2$ m, $L = 40$ m, Dicke der Zylinderwände von 7 bis 18 mm bei 14 Versteifungsblechen; das Gewicht des Zylinderschützes einschließlich der Abschlußteile beträgt 86 t.

Im nichtschiffbaren Durchlaß befindet sich auch während der Frühjahrshochwässer ein Überfallwehr mit Kammerschleuse; der Kanal für die Wasserkraftanlage geht am Uferpfeiler der Brücke vorbei und unter der Chaussee durch.

Die von mir vorgeschlagene Wehrkonstruktion erhebt durchaus nicht den Anspruch auf eine vollkommene Lösung des Problems, sondern stellt

Abb. 1.



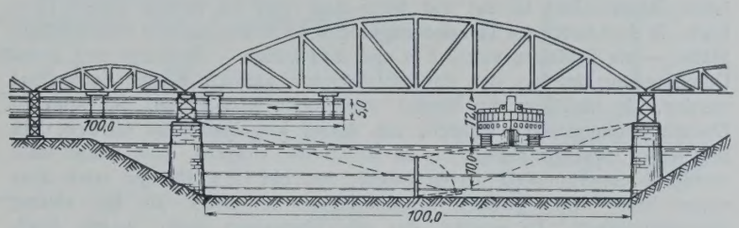


Abb. 2.

nur eine Möglichkeit dar, wie die Lösung vielleicht zu erreichen wäre, wenn gleichzeitig der Bau einer Eisenbahn- oder Straßenbrücke in Frage kommt, und zwar um so mehr, als heute Bauten auf dem Arbeitsprogramm stehen, wie die Donkanalisierung, die Kanalisierung der Wolga von N.-Nowgorod bis Rybinsk, die Kanalisierung der Kljäsma, das heißt solcher Flüsse, bei denen ohnehin der Bau neuer oder der vollständige Umbau vorhandener Eisenbahnbrücken geplant ist.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Entwicklung der Messung dynamischer Wirkungen bei Brücken.[1]

Von Dipl.-Ing. **A. Bühler,** Sektionschef für Brückenbau bei der Generaldirektion der S. B. B., Bern.

1. Die Messung von Schwingungsvorgängen durch Brückenbauer und Physiker.

Der Brückenbauer ist durch die Messung von Schwingungsvorgängen an den Brücken gewissermaßen in den Kreis der Mechaniker und Physiker eingetreten. Diese Schwingungsmessungen sind ein Problem, das an Schwierigkeit und Vielgestaltigkeit nichts zu wünschen übrig läßt. Weder auf theoretischem, noch auf experimentellem Wege konnte bisher eine annehmbare Lösung der Aufgabe gefunden werden. Es mag daher Zeit sein, daß diese Vertreter technischer Wissenschaften sich zusammenfinden, um ihre Erfahrungen und Meinungen auszutauschen und auf diese Weise eine gegenseitige Befruchtung ihrer Arbeitsgebiete herbeizuführen.

Der Brückenbauer hat früher vom rein wissenschaftlich arbeitenden Physiker oder Mechaniker nicht viel erwartet; sein Handwerk war noch rauh, wie die Leute, mit denen er tagtäglich auf dem Bauplatze zu tun hatte. Wie ein roter Faden zieht sich aber durch die ganze Geschichte des Brückenbaues der Wunsch nach möglichst steifen Bauwerken, was in letzter Linie auf die Furcht vor Schwingungen zurückzuführen ist, denen unsere Werke durch die ungeahnte Entwicklung des Eisenbahnverkehrs, und in der Neuzeit auch des Straßenverkehrs, so sehr ausgesetzt sind. Mit den Schwingungen ist also der Brückenbauer sehr früh bekannt geworden. Zahlreiche Einstürze von Eisenbahnbrücken wurden erklärt durch das Eintreten großer Schwingungen; besonders aber wurde die außerordentliche Gefährlichkeit regelmäßiger Lasteinwirkungen erkannt, die bei der sogenannten kritischen Geschwindigkeit im Zeitmaße der Eigenschwingungen der Brücke auftreten, was durch den Einsturz von unzureichend versteiften Hängebrücken besonders auffällig belegt wurde.

Von diesen Erfahrungen bis zur Messung von Brückenschwingungen war nur ein kleiner Schritt. Wie verschieden waren aber die Aufgaben, die dem Brückenbauer erwuchsen, gegenüber denjenigen, die die Physiker und Mechaniker zu lösen hatten! Während der Brückenbauer vor einer äußerst verwickelten Aufgabe stand, deren Lösung nur in Verbindung mit der Erprobung seiner Bauwerke möglich erschien, konnte der Physiker und Mechaniker einzelne Ursachen und Wirkungen ohne Rücksicht auf die praktischen Anwendungen untersuchen, genauer definieren, vielfach in Formeln fassen und deren Richtigkeit an Hand von Versuchen im Laboratorium oder in der Werkstätte in Ruhe nachprüfen.

Ganz anders der Brückenbauer! Man stelle sich zunächst nur die Ursachen der Stöße auf Brücken vor. Der Belastungsfall für eine Eisenbahnbrücke erscheint zwar noch einfach. Man sieht eine Lokomotive mit angehängten Wagen heranrollen und bemerkt, daß die Dampflokomotive mehr oder weniger schlingert, nickt und sich wiegt; der Lokomotivbauer erläutert ferner, daß für jede Geschwindigkeit und jede Füllung der Zylinder die Achsdrücke in gesetzmäßiger Weise ihre Größe ändern. Der Elektriker erklärt stolz, daß seine Lokomotiven ganz ausgewuchtet seien und auch keine veränderlichen Raddrücke aufweisen. Man hört neben dem dumpfen Geräusch des über eine eiserne Brücke fahrenden Zuges scharfe Schläge, die die über die Schienenstöße rollenden Räder erzeugen.

Bei Straßenbrücken sind die Ursachen schon schwieriger zu erfassen. In abgelegener Gegend fährt geruhsam der Wagen des Landwirtes auf holpriger Straße über eine Brücke; in der Großstadt sieht man neben allen möglichen Wagenarten eine Menge von Fußgängern in gleicher oder verschiedener Geschwindigkeit über die gepflasterte oder asphaltierte Fahrbahn einer Brücke sich bewegen. Wer möchte noch die Ursachen der Stöße, den Rhythmus und Takt der Bewegungen, sowie die Möglichkeit ihres ungünstigsten Zusammentreffens und die Abhängigkeit der Stöße vom Zustande der Fahrbahn angeben oder auch nur schätzen?

Und nun die Wirkung der Stöße! Wie ladet die vollwandige Trägerbrücke zu Messungen und einfacheren theoretischen Betrachtungen über Schwingungsvorgänge ein, die sich zwar bei näherem Zusehen bereits als äußerst verwickelt herausstellen. Bei Fachwerkbrücken mit Fahrbahn wird die Aufgabe ganz unlösbar, indem die störenden Einflüsse der Quer- und Längsträger zu berücksichtigen wären. Mit zunehmender Gliederung der Brücke treten immer mehr in Schwingung versetzte Brückenteile hinzu und gestalten die Beziehungen verwickelter.

Um in diesem Chaos von Ursachen und Wirkungen Anhaltspunkte zu gewinnen, schien es am richtigsten, Messungen an Brücken vorzunehmen. Daß hierbei in erster Linie Eisenbahnbrücken, und zwar in Eisen untersucht wurden, ist natürlich. Einerseits schienen diese Bauwerke äußerst wichtig und am meisten heftigen Schlägen ausgesetzt zu sein; auch hatten die meisten Eisenbahnverwaltungen besondere Dienstabteilungen, die sich dem Bau und Unterhalt der Brücken widmeten, anderseits bestand

[1] Als Vortrag gehalten auf der Tagung des Schwingungsausschusses des V. d. I. in Darmstadt am 29. März 1928.

die Aussicht, daß im Hinblick auf die scheinbar einfach zu definierenden Stoßursachen am ehesten eine Lösung der Aufgabe erzielt werden könne.

2. Die bisher durchgeführten systematischen Messungen an Brücken.

a) Diesen Überlegungen folgend und im Anschluß an mehrere Brückeneinstürze erhielt die im August 1847 ernannte englische Kommission den Auftrag, diejenigen Bedingungen zu prüfen, die die Ingenieure bei der Anwendung des Eisens für heftig erschütterte und schwingende Bauten zu beachten hätten, besonders im Hinblick auf den Bau von eisernen Bahnbrücken. Es ist noch heute interessant, den im Jahre 1849 herausgegebenen, umfangreichen Bericht dieser Kommission zu durchgehen. Zunächst ist festzustellen, daß damals Guß- und Schweißeisen nicht nur statisch auf Zug, Druck und Biegung, sondern bereits auch in weitgehendem Maße durch plötzliche Belastung, Stöße, Schläge sowie durch Dauerbeanspruchungen geprüft wurde. Sodann sind besonders die Versuchsanlagen bemerkenswert, die in Portsmouth und Cambridge erstellt wurden und folgendermaßen beschaffen waren. Ein kleiner, mit einem Gewicht versehener Wagen (0,5 bis 2 t) konnte auf einem wagerechten Gleis fahren, das an beiden Enden auf schiefen Ebenen in die Höhe führte. Das Gerüst war 60 m lang und an beiden Enden 12 m hoch. In dem mittleren Teil des wagerechten Gleises konnten verschiedene Stäbe — als Schienen von 2,7 m und 4 m Länge — eingelegt und deren Durchbiegung infolge der darüberfahrenden kleinen Wagen beobachtet werden. Je nachdem die Wagen mehr oder weniger auf die schiefen Ebenen emporgezogen wurden, um darauf losgelassen zu werden, ließ sich deren Geschwindigkeit bis zu 50 km/Std. steigern. Zum ersten Male wurde so experimentell nachgewiesen, daß ein Gewicht, das rasch über einen Stab rollt, größere Einsenkungen hervorruft, als bei kleiner Geschwindigkeit. Es wurden, der sehr biegsamen Stäbe wegen, Stoßwerte von 3 und darüber festgestellt und beobachtet, daß bei überhöhten Stäben die Stoßwerte unter sonst gleichen Umständen beträchtlich kleiner wurden. Der Ausdruck Stoßwert wurde schon damals, wie noch heute definiert, als das Verhältnis folgender Beobachtungswerte:

$$\frac{\text{größte dynamische — statische Durchbiegung}}{\text{statische Durchbiegung}} = \varphi = \frac{\eta_{max} - \eta_0}{\eta_0}$$

oder da wir heute auch Spannungen messen:

$$\frac{\text{größte dynamische — statische Spannung}}{\text{statische Spannung}} = \varphi = \frac{\sigma_{max} - \sigma_0}{\sigma_0},$$

wobei nicht gesagt sein soll, daß beide Ausdrücke denselben Stoßwert ergeben.

Wir heben diese Definition an Hand der Abb. 1 ausdrücklich hervor, weil in der Praxis oft Mittelwerte in bezug auf schätzungsweise gezeichnete mittlere dynamische Kurven berechnet werden, was nicht immer als richtig angesehen werden kann.

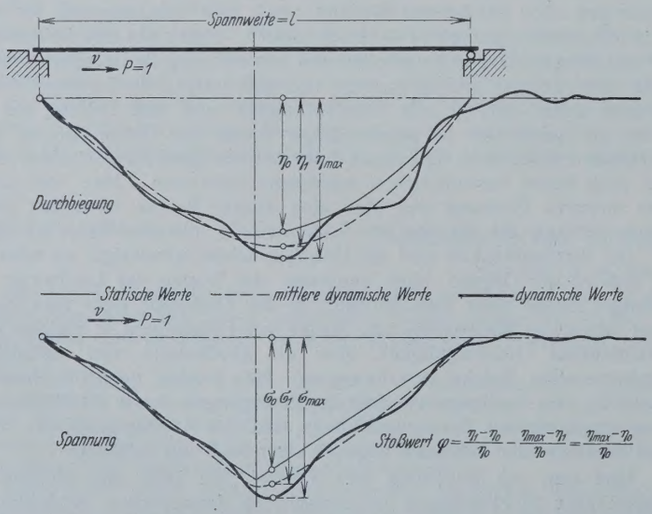


Abb. 1. Statische und dynamische Durchbiegungen und Spannungen. Einflußlinien in der Mitte eines einfachen Trägers.

Es ist allerdings zu bemerken, daß die mittleren dynamischen Werte beinahe gleich den statischen Werten sind, wenigstens in den meisten praktischen Fällen, d. h. es ist $\frac{\eta_1 - \eta_0}{\eta_0} \approx 0$. Von dieser Auffassung ausgehend gibt Abb. 2 einen schematisch dargestellten Verlauf einer Durchbiegung in der Mitte einer 30 m weiten Öffnung, worin die Zusammensetzung des Zuges, die Stoßwerte, Schwingungszeiten und das Ausschwingen des Überbaues zum Ausdruck kommen. Über die Schwingungen ersten Grades lagern sich in Wirklichkeit noch solche höherer Grade.

Die bei den ersten Versuchen in Portsmouth beobachteten Mängel der Versuchsanlage wurden in einer zweiten kleineren Versuchsanlage in Cambridge vermieden, deren Höhe noch 5,4 m und deren Länge 12 m betrug. Die eingelegten Versuchsstäbe hatten eine Länge von 1,37 und 0,60 m, und die darüberrollenden Gewichte erreichten Geschwindigkeiten bis zu 50 km/Std. Die Messungen der zu beobachtenden Durchbiegungen wurden bei beiden Versuchsanlagen in Naturgröße mittels einfacher Schreibstifte durchgeführt. In den Berichten wird darauf aufmerksam gemacht, daß insbesondere bei Messungen im Freien, an den Brücken selbst, große Schwierigkeiten eintreten, indem genügend steife Gerüste und zuverlässig arbeitende Schreibgeräte nicht leicht zu beschaffen seien. An der 15 m weit gespannten, 60 t schweren „Ewellbrücke“ ergaben sich, bei 33 und 39 t schweren Lokomotiven und Geschwindigkeiten von 56 km/Std., Stoßwerte bis zu 14 %, und an der 50 t schweren „Godstonebrücke“, die 9 m Spannweite besaß, 31,5 %, und zwar bei 80 km/Std. Geschwindigkeit.

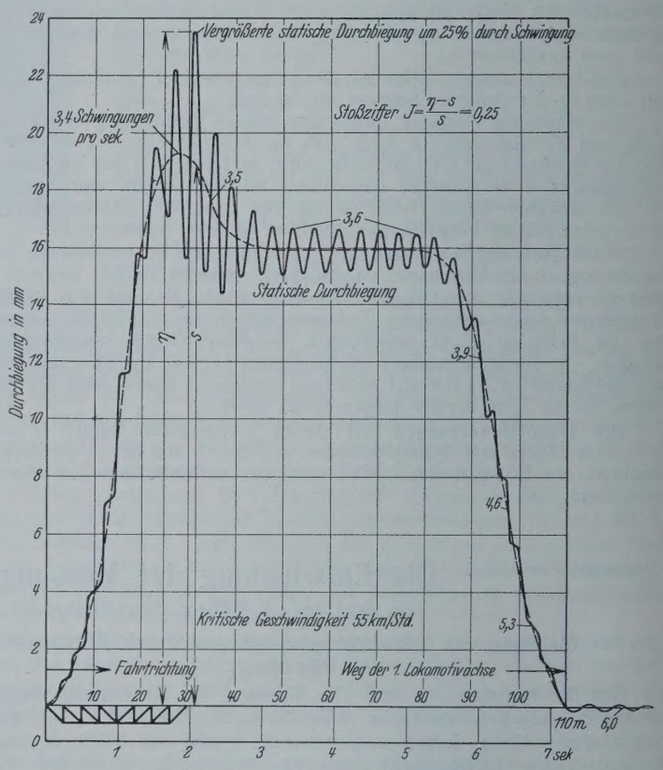


Abb. 2. Beispiel des Verlaufes der Durchbiegung und der Schwingungen in der Mitte einer 30 m weiten Brücke. Belastung durch eine C 4/5-Lokomotive von 108 t Gewicht und 10 Güterwagen.

Mit diesen grundlegenden englischen Versuchen war die Aufgabe der Messung von Stoßwerten an eisernen Brücken in das richtige Licht gerückt, und bereits durch Willis und Stokes ist gezeigt worden, daß die theoretische Behandlung der Schwingungsvorgänge auch bei vereinfachenden Annahmen außerordentliche Schwierigkeiten bereitet. Es dauerte aber noch lange, bis sich die Ingenieure zu genaueren, wohlüberlegten Messungen an Brücken entschlossen. Insbesondere scheint damals der Begriff des Stoßwertes und seine Bestimmung nicht Allgemeingut der Techniker geworden zu sein. Inzwischen wurde dafür die Theorie der Brückenschwingungen weiter ausgebaut, wie z. B. durch Philipps, Renaudot, Bresse, Boussinesq, Souleyre, Lebert, Land, Saller und Preuß.

b) Eine der ersten Nachrichten von experimentellen Stoßwertbestimmungen stammt aus dem Jahre 1875, in der bekanntgegeben wurde, daß die Ohio Railroad systematische Messungen von Durchbiegungen vornehme. Besonders wurde später die im Jahre 1881 ausgeführte Messung an einer, über zwei Oeffnungen von je 18 m durchgehenden Howeschen Brücke erwähnt, die Stoßwerte von 6 bis 12 % bei 50 km/Std. Zuggeschwindigkeit ergeben hatte; diese Angabe wurde aus Durchbiegungsmessungen in der Brückenmitte hergeleitet.

Um dieselbe Zeit brachte zum ersten Male Fränkel in Dresden einen für eiserne Brücken besonders geeigneten und zweckmäßig gebauten Spannungszeichner heraus, der in den folgenden Jahren durch einen Einsenkungszeichner ergänzt wurde, bei dem ebenfalls manche gute Konstruktionsgedanken verwertet sind. Fränkel beabsichtigte zwar nicht, Stoßwerte, d. h. also die über die statischen Beanspruchungen hinaus-

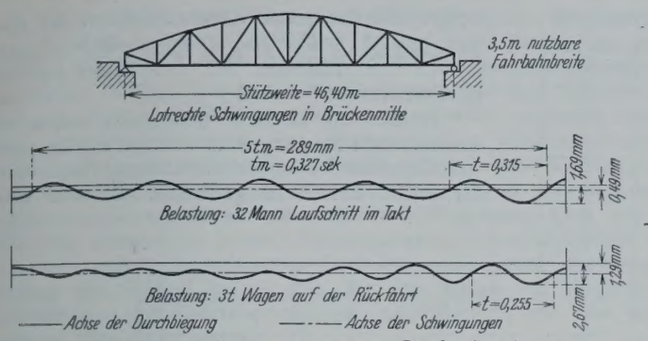


Abb. 3a. Schwingungen einer Straßenbrücke.

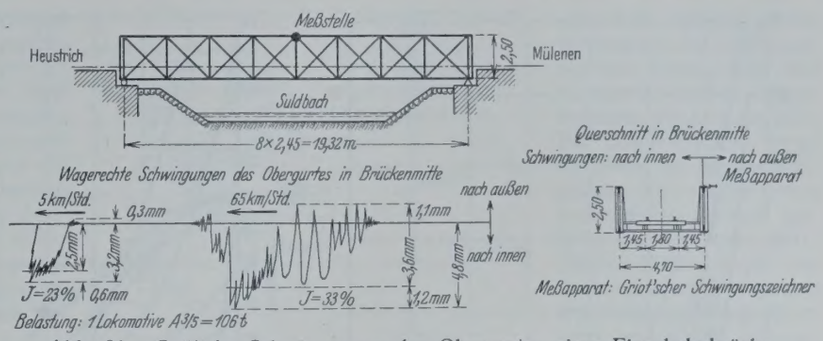


Abb. 3b. Seitliche Schwingungen des Obergurtes einer Eisenbahnbrücke.

gehenden dynamischen Einwirkungen zu bestimmen, vielmehr wollte er eigentlich mehr die Abweichungen darlegen, die die wirklichen Durchbiegungen und Spannungen von den gerechneten Werten ergeben. Ferner ist auch sein Schwingungszeichner zu erwähnen, der nach Art der Erdbebenapparate gebaut ist und lotrechte sowie wagerechte Schwingungen zu messen gestattet. Seine Instrumente fanden weite Verbreitung und sind lange, wohl während vierzig Jahre, als sehr gut angesehen worden. Da sie registrierend gebaut wurden, lag der Gedanke nahe, sie zur Bestimmung von Stoßwerten zu benutzen, was allerdings erst seit dem Jahre 1895 geschehen sein mochte.

Auch die Messungen des Ingenieurs Robinson der Ohio Railroad vom Jahre 1887 wurden noch mit den einfachsten Mitteln ausgeführt, indem die Einsenkungen in Naturgröße auf eine Trommel aufgezeichnet wurden. Es ergaben sich Stoßwerte bis zu 50 %.

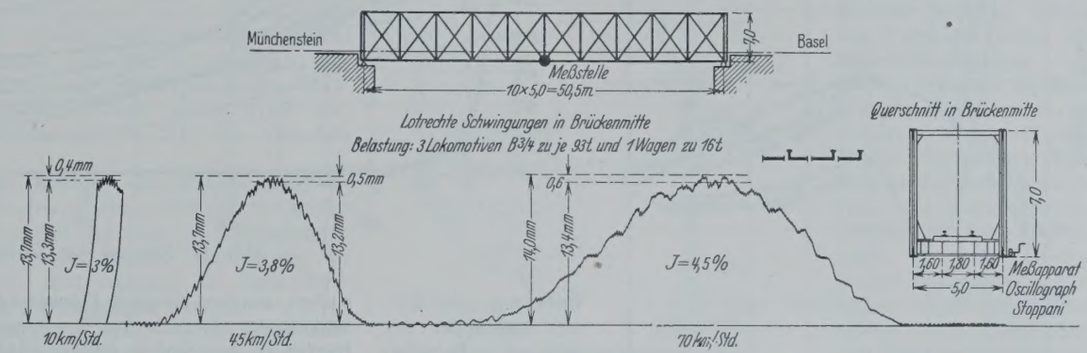


Abb. 3c. Schwingungen einer Eisenbahnbrücke.

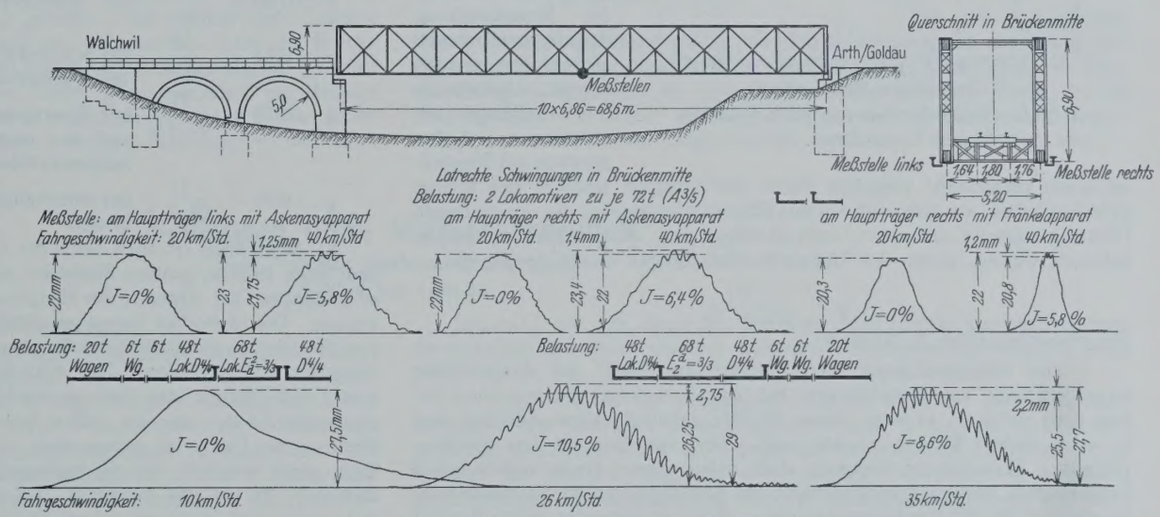


Abb. 3d. Schwingungen einer Eisenbahnbrücke.

Abb. 3a bis d. Schwingungsdiagramme.

c) Die Jahre 1889 bis 1892 brachten hauptsächlich in Frankreich eine Förderung der Meßtechnik bei Brücken. Insbesondere war es Rabut, der durch systematische Messungen an Bahnbrücken wesentlich dazu beitrug, daß in Europa dem Verhalten von eisernen Brücken bei der Überfahrt von Zügen vermehrte Aufmerksamkeit geschenkt wurde (Abb. 4, Kurve 1). Er war auch der Erfinder von Durchbiegungs- und Spannungsmessern, die neben denen Fränkels heute noch vielfach verwendet werden. Hervorzuheben sind ferner die Messungen von Deslandres an Straßenbrücken. Durch Messungen mit einfachen Schreibstiften gelang es ihm nachzuweisen, daß bei einer 37,3 m weit gespannten Brücke, die eine Eigenschwingung von $3^1/_3$ Hertz hatte, drei mit je einem Pferd im Trab gezogene Wagen im Gesamtgewichte von 4,5 t (3 Wagen zu 0,8 t und 3 Pferde zu 0,7 t) Schwingungen auslösten, deren Größtwert der Einsenkung der vorschriftgemäßen Gesamtlast von 39 t entsprach. Der Stoßwert betrug also etwa 8. Deslandres machte auf die Wichtigkeit der Kenntnis der im Innern einer Brücke aufgezehrten Energie aufmerksam, da bei 5 Pferden der Stoßwert nicht mehr gesteigert werden konnte (vergl. hierzu auch Abb. 3).

Von diesem Zeitpunkte an mehren sich nun die Versuche und theoretischen Betrachtungen, die dynamischen Beanspruchungen eiserner Brücken zu ergründen. Es ist unmöglich, auch nur andeutungsweise aller dieser Arbeiten hier zu gedenken.

In Zusammenhang mit der meßtechnischen Durchführung von Versuchen sollen nur kurz folgende Arbeiten erwähnt werden, und zwar

d) Stoßversuche bei Eisenbahnbrücken der American Railway Engineering Association. Diese sind mit einem Aufwande von rd. 35 000 Fr., ohne Einschluß der Kosten der Versuchszüge, in den Jahren 1907/10 durchgeführt worden. Die Durchbiegungsmessungen wurden mit einem Fränkelschen Apparat ausgeführt, während für die Spannungsmessungen, die hier zum ersten Male in großem Umfange vorgenommen wurden, zwölf besonders gebaute Apparate benutzt wurden, deren Vergrößerung 60 und deren Meßlänge 1,20 m betrug. Im ganzen wurden 45 Brücken untersucht. Es ergab sich, was meßtechnisch von Belang ist, daß die Stoßwerte aus Spannungsmessungen etwas größer ausfielen als aus Durchbiegungsmessungen. Auf diesen Umstand kommen wir später zurück; hier sei nur hervorgehoben, daß diese Messungen zum ersten Male den Spannungsmessungen die entscheidende Bedeutung zur Feststellung der Stoßwerte einräumen.

Die Stoßwerte ließen sich durch eine Kurve einhüllen, die der Formel $\varphi = \frac{2780}{2780 + l^2}$ oder $\varphi = \frac{1850}{1850 + l^2}$ folgen, wobei l die Belastungslänge in m bedeutet (Abb. 4, Kurven 9 und 10, ferner 11). Diese Formeln weichen nicht unerheblich von der bis dahin in Amerika gebrauchten Pencoyd-Formel ab, die lautet:

$$\varphi = \frac{91{,}5}{91{,}5 + l}.$$

e) Anläßlich der Einführung der elektrischen Zugförderung in der Schweiz, im Jahre 1917, wurden drei Brücken eingehender geprüft, und zwar sowohl mit Dampflokomotiven als auch mit elektrischen Lokomotiven. Verwendet wurden zu den Messungen fünf Spannungs- und zwei Durchbiegungszeichner, Bauart Fränkel. Aus dem umfangreichen Beobachtungsmaterial ergab sich, daß die dynamischen Wirkungen von gut ausgewuchteten Dampflokomotiven und elektrischen Lokomotiven nicht erheblich voneinander abweichen, so daß der elektrischen Zug-

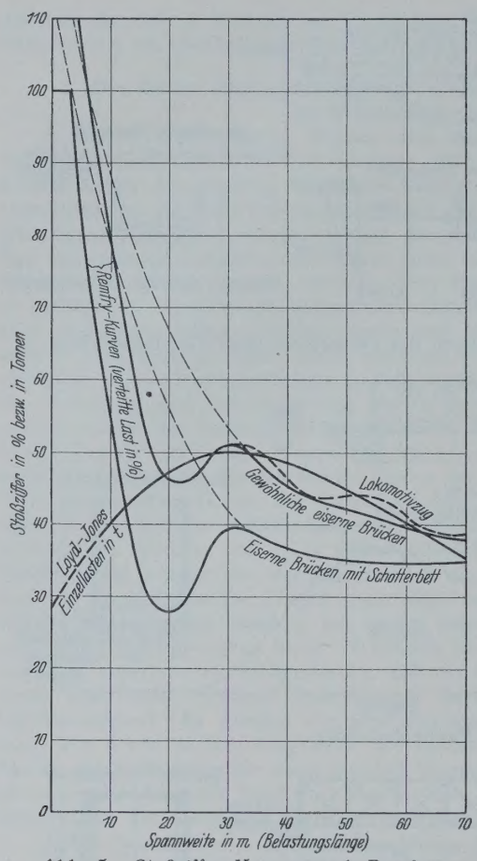


Abb. 5. Stoßziffer-Kurven nach Remfry und Loyd-Jones.

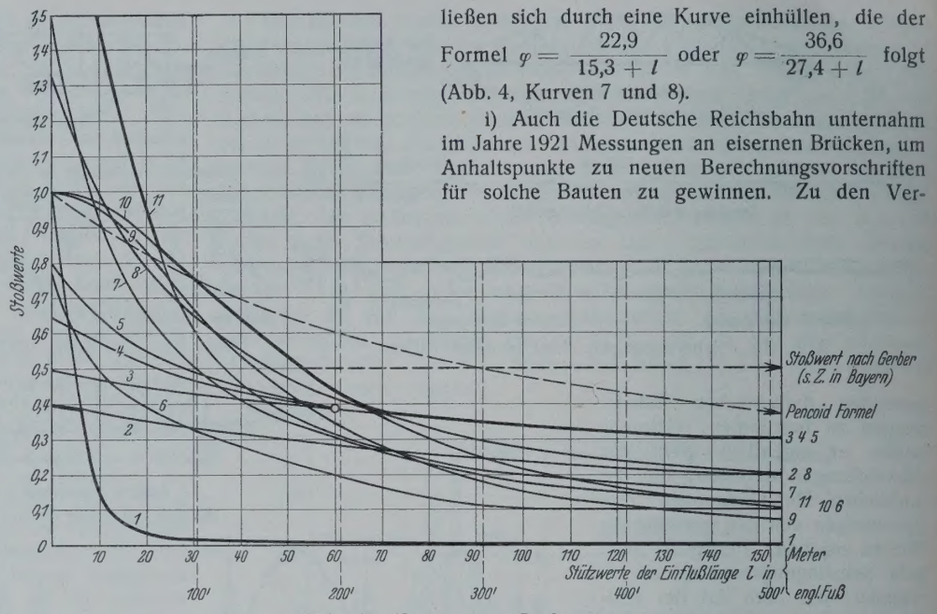


Abb. 4. Kurven von Stoßwerten.

förderung kein Vorteil gegenüber der früheren Betriebsweise im Hinblick auf die Beanspruchung der eisernen Brücken eingeräumt werden konnte. Damals waren allerdings nur elektrische Lokomotiven mit Stangenantrieben vorhanden; vielleicht dürfte die Sachlage insofern sich seither geändert haben, als Lokomotiven mit Einzelachsantrieben, die nur drehende Übertragungsteile aufweisen, doch günstiger sind. Abgesehen von einigen Schleuderwerten, waren die Stoßwertbeobachtungen durch die Kurve

$$\varphi = \frac{2780}{2780 + l^2}$$

gut eingehüllt (Abb. 4, Kurve 9).

f) Die umfangreichsten aller Beiträge zur Frage der dynamischen Beanspruchung von Bahnbrücken hat das Brückenkomitee der indischen Bahnen in den Jahren 1917/22 geliefert; diese Beiträge sind in acht starken Bänden niedergelegt. Die von ihm zu den Brückenprüfungen verwendeten Apparate sind, neben einem etwas abgeänderten Fränkelschen Durchbiegungszeichner, ein Schwingungszeichner besonderer Bauart und ein Mikrospannungszeichner. Trotz eingehender, zeitraubender Untersuchungen von zahlreichen Brücken ist aber kein durchschlagender Erfolg erzielt worden, wenn auch verschiedene neue Gesichtspunkte zur Beurteilung von eisernen Brücken gewonnen werden konnten. Die Brückeningenieure bekannten sich schließlich als Anhänger der alten Pencoyd-Formel und erklärten, daß weitere Versuche nötig seien, um zu einer wissenschaftlich begründeten Formel zu gelangen, die alle Quellen der dynamischen Einwirkungen umfasse. Einmütig waren alle indischen Brückeningenieure der Auffassung, daß solche Versuche in Angriff genommen werden sollten.

g) Von Bedeutung sind ferner die Messungen der schwedischen Staatsbahnen 1923/28, die mit der sogenannten Kugeldose vorgenommen wurden. Diese wurden jeweilen an Stelle eines Auflagers eingebaut, worauf aus der Verschiedenheit der Abdrücke der Kugeln, wie bei der Brinellschen Kugeldruckprobe, auf die Druckvermehrung geschlossen wurde. Die Versuche führten zu der Formel $\varphi = \dfrac{18\,v + \dfrac{700}{1 + 0{,}004\,v^2} \cdot \sin 0{,}0125\,v\,\pi}{20 + l}$,

worin l = Spannweite in m, v = Geschwindigkeit in km/h. Die bis dahin gebrauchte Formel $\varphi \cdot \dfrac{10}{13 + 0{,}7\,l} \cdot \dfrac{v}{100}$ ergibt die Kurve 6 in Abb. 4 für $v = 100$ km/h.

h) Auch die englischen Ingenieure machten im Jahre 1920, also 70 Jahre nach ihren ersten grundlegenden Arbeiten, einen erneuten Vorstoß, um die dynamischen Einwirkungen auf eiserne Bahnbrücken zu bestimmen. 20 Brücken wurden untersucht, und zwar ausschließlich mit dem damals neu gebauten Spannungszeichner Fereday-Palmer, der auf mechanisch-optisch-photographischem Wege arbeitet. Die Stoßwerte ließen sich durch eine Kurve einhüllen, die der Formel $\varphi = \dfrac{22{,}9}{15{,}3 + l}$ oder $\varphi = \dfrac{36{,}6}{27{,}4 + l}$ folgt (Abb. 4, Kurven 7 und 8).

i) Auch die Deutsche Reichsbahn unternahm im Jahre 1921 Messungen an eisernen Brücken, um Anhaltspunkte zu neuen Berechnungsvorschriften für solche Bauten zu gewinnen. Zu den Versuchen wurden meistens Fränkel-Apparate verwendet, sowohl was Einsenkungen, als auch was Spannungen anbelangt. Diese Beobachtungen führten zu den Stoßwertkurven (Abb. 4, Kurven 2, 3, 4, 5):

$\varphi = 0{,}00 + \dfrac{60}{150 + l}$ bei Schotterbett, Gleise ohne Schienenstöße,

$\varphi = 0{,}11 + \dfrac{56}{144 + l}$ bei Schotterbett, Gleise mit Schienenstößen und bei Querschwellenoberbau ohne Schienenstöße,

$\varphi = 0{,}19 + \dfrac{21}{46 + l}$ bei Querschwellenoberbau mit Schienenstößen und bei unmittelbarer Schienenlagerung ohne Schienenstöße,

$\varphi = 0{,}20 + \dfrac{17}{28 + l}$ bei unmittelbarer Schienenlagerung mit Schienenstößen.

k) Schließlich ist auch noch der in neuerer Zeit, und zwar etwa seit dem Jahre 1922 in großem Maßstabe unternommenen russischen Versuche zu gedenken, bei denen in der Hauptsache Geigersche Apparate verwendet wurden. Die russischen Ingenieure sind sich der Schwierigkeit der Messung von Stoßwerten ebenfalls bewußt geworden und möchten zwischen zwei Aufgaben unterscheiden. Die dynamischen Untersuchungen sollen entweder dazu dienen, den Zustand der Brücken zu prüfen, was als möglich angesehen wird, oder sie sollen benutzt werden, um die dynamischen Einflüsse der Lasten zu untersuchen, was schwierig sei. Es ist an dieser Stelle nicht möglich, die Darlegungen der russischen Ingenieure zu erläutern.[2]) Es sei nur beigefügt, daß sie zur Ermittlung von Kennziffern nicht mehr allein das ungünstigste Verhältnis von Ordinaten der gemessenen Spannungen oder Durchbiegungen, sondern auch der Flächen von theoretischen und gemessenen Summeneinflußlinien benutzen wollen. Wir können uns diesem Vorgehen nicht leicht anschließen, da damit nur Mittelwerte, nicht aber Angaben für die ungünstigsten Beanspruchungen erhalten werden. Unseres Erachtens muß ein wenigstens angenähertes Verfahren zur Bestimmung der Stoßwerte gefunden werden, um neue Brücken in nicht zu ferner Zeit einwandfreier als heute berechnen zu können.

l) Schließlich sei noch erwähnt, daß Ing. Remfry den Stoßwertkurven eine besondere in Abb. 5 dargestellte Form geben möchte, die darauf Rücksicht nimmt, daß jede auf eine Brücke neu hinzukommende Lokomotive wieder ein Ansteigen der Stoßwerte ergibt. Ing. Loyd-Jones dagegen will am Orte jeder Lokomotive eine Ersatzlast anbringen, die der Stoßwirkung entspräche (Abb. 5). Mendizábal, Madrid, will die Stoßwerte in die Formel $\varphi = 1{,}40 - 0{,}0056\sqrt{500\,l - l^2}$ kleiden.

3. Einreihung der Meßinstrumente, sowie Grundlagen und Gesichtspunkte zu ihrer Beurteilung.

Nach dieser gedrängten Aufzählung der Versuche und der dabei gebrauchten Meßinstrumente möchten wir nun die letzteren im Zusammenhange besprechen. In Frage kommen nur Durchbiegungs-, Schwingungs- sowie Spannungszeichner.

Die Durchbiegungszeichner sind von Anfang an zur Feststellung dynamischer Einwirkungen gebraucht worden. Es lag ja nahe, und die in der Entwicklung befindliche Theorie kam dieser Auffassung entgegen,

[2]) S. Sammelheft XXII der Abteilung für Ingenieuruntersuchungen des Volkskommissariats für Verkehrswesen. Moskau 1928 (in deutscher Sprache).

daß bei der dynamischen Beanspruchung einer Brücke die Spannungen und Durchbiegungen in demselben Punkte eines Trägers im gleichen Betrage anwachsen. Die ursprünglichen Beobachtungsvorrichtungen dynamischer Durchbiegungslinien hatten gegenüber den späteren Meßverfahren den großen Vorzug, daß sie unmittelbar auf einem bewegten Papierstreifen in Naturgröße aufgezeichnet wurden, wobei der Schreibstift oder der Papierstreifen auf einem Gerüst befestigt war. Als Nachteil war aber anzusehen, daß die Gerüste oft nicht genügend steif oder anderen Einflüssen unterworfen und die erhaltenen Diagramme klein und daher schwierig auszuwerten waren; Schwingungen höherer Ordnungen ließen sich nicht mehr genau erkennen. Dafür hatten die Schaubilder den großen Vorzug, von Fehlern frei zu sein, die sich infolge von Vergrößerungsmechanismen und Drahtübertragungen einschleichen, wie dies bei den späteren Messungen eintrat.

Diese Schwierigkeiten lassen sich kurz dahin ausdrücken, daß es bei Messungen von Durchbiegungen an Brücken stets außerordentlich schwierig ist, einen oder mehrere feste Punkte zu bekommen, von denen aus die wirklichen Bewegungen der Teile einer Brücke mit Meßapparaten feststellbar sind. Diese Aufgabe ist bis heute noch nicht befriedigend gelöst, wenn der Aufwand an Mitteln ein bescheidener sein soll.

Zunächst ist zu beachten, daß die Auflager einer Brücke nicht unbedingt starr sind, sondern Erschütterungen erleiden, und daß der Boden in der Nähe der Brücken bei der Überfahrt der Züge in Schwingungen versetzt wird. Selbst Messungen von einem zweiten Überbau aus, der bei Doppelspuren öfters vorhanden ist, sind ungenau, da diese Überbauten bei Zugüberfahrten ebenfalls in Schwingungen geraten.

In der Mehrzahl der Fälle befindet sich zudem unter der Brücke Wasser, das mehr oder weniger tief ist und sich in Bewegung befindet, oder, es kann eine beinahe unzugängliche Schlucht vorhanden sein. In allen diesen Fällen hat man sich so geholfen, daß ein schweres Gewicht von der Brücke heruntergelassen und von ihm aus ein Draht zur Brücke heraufgezogen wurde. Der Boden unter der Brücke wurde also als ruhend angesehen und durch den Draht gewissermaßen zur Brücke hinaufgenommen, um so einen festen Punkt zu gewinnen. Der Draht wird alsdann durch eine Feder gespannt, deren Ausdehnung so bemessen sein muß, daß die mit der Einsenkung der Brücke entstehende Entspannung nicht zu einer zu großen Längenänderung des Drahtes führt. Bei Zugüberfahrten gerät die Feder in Längsschwingungen, die indessen keinen bedeutenden Einfluß ausüben können. Den erheblichsten Einfluß besitzt der Meßapparat selbst, der durch den Draht in Bewegung gesetzt werden muß, sofern er nicht zweckmäßig gebaut ist (Abb. 6, oben). In dieser Beziehung waren alle Hebelübersetzungen der bisher gebauten Apparate (Fränkel, Stoppani usw.) viel zu schwer. Es ist notwendig, hier eine gründliche Änderung herbeizuführen und die Hebel als tunlichst leichte Gitterhebel auszubilden. Auch der auf Zelluloidbänder verkleinernd schreibende Cambridgeapparat scheint keine befriedigenden Ergebnisse geliefert zu haben.

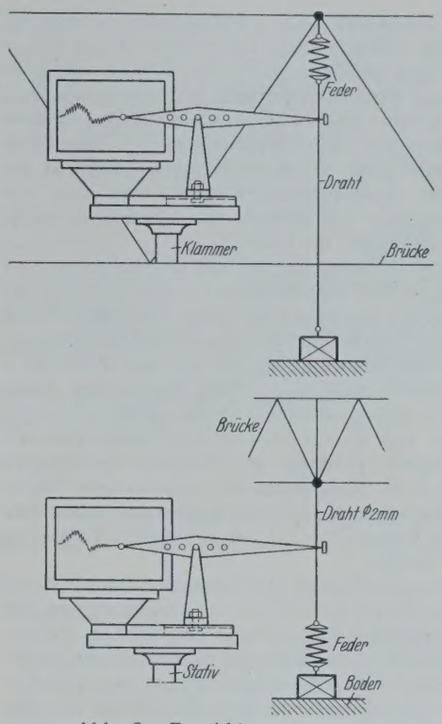


Abb. 6. Durchbiegungsmesser mit gespanntem Draht.

Bei gut zugänglichem Boden wird oft der Meßdraht an der Brücke festgemacht, die Brücke also gewissermaßen gegen den Boden zu verlängert (Abb. 6, unten). Diese Meßanordnung ist schlechter als die zuvor erwähnte, indem der Draht, der die Schwingungen der Brücke mitmachen muß, seinerseits Längenänderungen infolge der entstehenden Trägheitskräfte erleidet. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Schleusen ohne Wasserverbrauch.

Von Professor **Rothmund**, Stuttgart.

(Schluß aus Heft 23.)

IV. Schlußfolgerungen.

Wenn die vorstehenden Darlegungen den Zweck hatten, die bisher vorgeschlagenen wichtigsten Schleusen ohne Wasserverbrauch im Zusammenhang darzustellen, so sollen sie nicht abgeschlossen werden, ohne daß der Versuch gemacht wird, sie an einem einheitlichen Vergleichsmaßstab nochmals auf ihre praktische Anwendungsmöglichkeit zu überprüfen. Auf einen Vergleich hinsichtlich ihrer Wirtschaftlichkeit in allen Punkten muß hier bei der Unzulänglichkeit der vorhandenen Unterlagen natürlich verzichtet werden.

Ein rein äußerlicher Vergleichsmaßstab ist zunächst dadurch gegeben, daß in den bildlichen Darstellungen der vorstehenden Abhandlung die Grundquerschnitte der verschiedenen Schleusenarten alle im gleichen Maßstab und, soweit möglich, jeweils für eine Stufenhöhe von 15 m aufgetragen sind. Man kann daraus vergleichsweise den von jeder Schleuse benötigten Raum erkennen. Als weiterer Vergleichsmaßstab soll für die folgenden Ausführungen als Einheit der einer Schleusungswassermenge entsprechende Fassungsraum eingeführt werden. Diese Einheit soll kurz mit „Raumzahl 1“ und jedes Vielfache davon mit entsprechend höherer Raumzahl bezeichnet werden, wobei sie immer auf die Einzelschleuse umgerechnet (d. h. z. B. bei einer Doppelschleuse durch 2 geteilt) angegeben werden soll.

Aus den vorstehenden Betrachtungen ergibt sich nun mit aller Deutlichkeit das folgende Gesetz:

Für jede Schleuse ohne Unterschied wird mindestens benötigt:

a) 1 Raumeinheit für die Schleusenkammer zwischen Oberwasserspiegel und Unterwasserspiegel bei der oben offenen Schleuse, bezw. für den Luftraum samt den umgebenden Wänden über dem Trogwasserspiegel bei der Tauchschleuse und Unterwasserschleuse;

b) 1 Raumeinheit für das aus der Oberwasserhaltung entnommene oder in ihr verdrängte Wasser, d. i. die Raumeinheit zur Vermeidung der Senkung oder Hebung des Oberwasserspiegels;

c) 1 Raumeinheit für das in die Unterwasserhaltung abgegebene oder aus ihr entnommene Wasser, d. i. die Raumeinheit zur Vermeidung der Hebung oder Senkung des Unterwasserspiegels;

d) 1 Raumeinheit für die Aufnahme des Schleusungswassers bei den Schleusen ohne Wasserverbrauch.

Dieses Gesetz gilt zweifellos bei allen Schleusen, bei welchen man die Ruhelage der Wasserspiegel und die Wassererspamis lediglich unter Zuhilfenahme von Wasser und seiner Tragfähigkeit bewirken will.

Ist dieses Gesetz als feststehend erkannt, so ist es zwecklos, nach vollkommenen Schleusen ohne Wasserverbrauch zu suchen, welche eine geringere Raumzahl als 4 aufweisen; es ist vielmehr lediglich darauf Bedacht zu nehmen, daß die erforderlichen 4 Behälter in möglichst wirtschaftlicher Weise geschaffen werden, oder abzuwägen, wieweit man auf den einen oder anderen der Behälter verzichten kann oder will auf Kosten der Vollkommenheit oder Sicherheit des Betriebes. Oder man muß schließlich nach dem Vorbild von Proetel auch andere Hilfsmittel als das Wasser zum Schleusenbetrieb heranziehen.

Geht man unter diesen Gesichtspunkten die verschiedenen Schleusenarten nochmals durch, so ergeben sich folgende Raumzahlen:

1. für die einfache Kammerschleuse die Raumzahl 1, weil hier auf die Vollkommenheitsgrade b) c) d) verzichtet wird;
2. entsprechend für die gekuppelte Doppelkammerschleuse die Raumzahl 1 bei halber Wassererspamis;
3. für die einfache Tauchschleuse nach Menickheim die Raumzahl 2, weil die Vollkommenheitsgrade b) und c) fehlen, für die gekuppelte Doppelschleuse nach Menickheim die Raumzahl 2 ohne Verzicht auf b) und c);
4. für die einfache Tauchschleuse mit festem Gegenbehälter die Raumzahl 3, weil der Vollkommenheitsgrad b) fehlt;
5. für die Tauchschleuse mit Tauchschwimmer die Raumzahl 4;
6. für die Zwillingstauchschleuse die Raumzahl 2;
7. die Unterwasserschleuse gehorcht theoretisch dem Gesetz der 4 Raumeinheiten. Man kann sich den Zustand des unter Wasser schwimmenden Schleusentroges mit übergelagerter Wasserschicht von der Raumeinheit 1 dadurch herbeigeführt denken, daß man einen Schwimmtrog von 3 Raumeinheiten, von denen zwei (Schleusentrog und erste Belastungskammer) sich über dem Oberwasserspiegel befinden und eine (zweite Belastungskammer) unter Wasser, in einem Schacht von der Breite des Schleusentroges durch Füllen der Belastungskammern versenkt hat, wobei die Wassermenge von der Raumeinheit 1 und der Höhe des Schleusentroges über dem

Trogspiegel über den Oberwasserspiegel hochgehoben worden ist. Praktisch kommt den zylindrischen Unterwasserschleusen nur etwa die Raumeinheit 3 zu insofern, als für die Schwimmfähigkeit des Troges unter Wasser der einer Schleusungswassermenge entsprechende Ballast ausreicht. Man kommt so mit dem Trograum und dem Raum für das über dem Oberwasserspiegel befindliche Wasser auf die Raumzahl 3, die vierte Raumeinheit entspricht der einmaligen Arbeit der Wasserhebung. Wählt man statt der zylindrischen die rechteckige Rahmenform für den Schwimmtrog, so erniedrigt sich die Raumzahl auf etwa 2,2.

Nun ist aber noch zu berücksichtigen, daß die Aufwendungen für den oberen Abschluß des Trogbeckens, für die Erhöhung des unteren Abschlußbauwerkes um etwa 8 m und für die beiderseitigen Staudämme oder Staumauern, welche zur Herstellung des Fassungsraumes über dem Oberwasserspiegel dienen, mit der Raumzahl 1 bei weitem nicht genügend erfaßt sind. Über den Umfang dieser Aufwendungen läßt sich allgemein schwer etwas sagen, sie werden im einzelnen Fall stark von den Gründungsverhältnissen und von der Geländelage abhängen. Es dürfte aber bei dem vorliegenden allgemeinen Vergleich nicht zuungunsten der Unterwasserschleusen gerechnet sein, wenn man diese Mehraufwendungen durch Erhöhung der Raumzahl um eine Einheit von 2,2 auf 3,2 in den Vergleichswerten zum Ausdruck bringt.

8. Den Verdrängerschleusen haftet ohne Ausnahme der Nachteil an, daß die Verdrängerbecken mit lotrechten Seitenwänden und teilweise sehr stark vertiefter Sohle hergestellt werden müssen. Hierdurch tritt ein erheblicher Mehraufwand gegenüber den Tauchschleusen ein, bei welchen die Oberwasserhaltung auch das Verdrängerbecken bildet. Sieht man von dem Erfordernis der Verdrängerbecken ab, so erfüllen auch die lediglich auf Wasserwirkung abgestellten Verdrängerschleusen das Gesetz der 4 Raumeinheiten, wenn sie zweckmäßig angeordnet sind.

α) Bei der Schnappschen Schleuse trifft das letztere allerdings nicht zu. Bezeichnet man mit F die Verdrängerfläche des Schwimmers, mit f die Fläche der Schleusenkammer von der Schleusungshöhe h, mit m die Zahl der Belastungskammern und Gegenbehälter, welche die theoretische Füllungshöhe s und die theoretische Bauhöhe $H = m \cdot s$ haben mögen, so ergeben sich mit der Verhältniszahl $n = \frac{F}{f}$ folgende Beziehungen:

Höhenweg des Schwimmers $= 2s$,

Eintauchung des Schwimmers $= h + 2s$

$$F \cdot 2s = f \cdot h \quad \text{oder} \quad 2n \cdot s \cdot f = f \cdot h$$

$$\underline{h = 2n \cdot s},$$

Verdrängung = Belastung (des Schwimmers)

$$\gamma \cdot F \cdot (h + 2s) = \gamma \cdot F \cdot m \cdot s$$

$$\underline{m = \frac{h + 2s}{s} = 2(n + 1)},$$

Raumeinheit $Q_1 = f \cdot h = 2n \cdot s \cdot f$,

Gesamtraum der Belastungskammern und Gegenbehälter ohne Verdrängerbecken

$$Q = Q_1 + 2F \cdot m \cdot s$$
$$= 2n \cdot s \cdot f + 2n \cdot f \cdot 2(n + 1) \cdot s$$
$$= 2n \cdot s \cdot f(1 + 2[n + 1])$$
$$= 2n \cdot s \cdot f(2n + 3),$$

Raumzahl (ohne Verdrängerbecken)

$$\underline{z = \frac{Q}{Q_1} = \frac{2ns \cdot f(2n + 3)}{2n \cdot s \cdot f} = 2n + 3},$$

Raum des Verdrängerbeckens $Q' = F(h + 2s)$

$$Q' = n \cdot f(2ns + 2s) = 2n \cdot f \cdot s(n + 1)$$
$$Q + Q' = 2ns \cdot f(3n + 4),$$

Raumzahl (mit Verdrängerbecken) $\underline{z' = \frac{Q + Q'}{Q_1} = 3n + 4}$.

Bei der Schnappschen Schleuse wächst somit die Zahl der Kammern und die Raumzahl mit zunehmender Verhältniszahl n, und die Gesetzmäßigkeit ist nur erfüllt für $n = 0{,}5$, d. h. wenn der Schwimmer nur die halbe Grundfläche der Schleuse erhält. In diesem Fall müßte aber das Schwimmerbecken um einen Betrag von mehr als

$$2s = \frac{h}{n} = \frac{h}{0{,}5} = \underline{2h}$$

unter die Unterwasserhöhe der Schleuse vertieft werden.

Für $n = 1$ erhält man $z = 5$; $z' = 7$; $2s = h$;

$n = 2$ „ „ $z = 7$; $z' = 10$; $2s = \frac{h}{2}$.

Die Unwirtschaftlichkeit der Schnappschen Verdrängerschleuse ist damit auch zahlenmäßig nachgewiesen.

β) Die doppelte Schleusentreppe von Schneiders ergibt ohne Verdrängerbecken die gesetzmäßige Raumzahl $z = 2$, mit Verdrängerbecken $z' = 3$.

γ) Die einfache Proetelschleuse mit Preßluftbetrieb hat die Raumzahl $z = 3^1/_3$ ohne Becken und $z' = 3^1/_3 + {}^3/_4 = 4^1/_{12}$ mit Becken, für die doppelte erhält man $z = 1^2/_3$, $z' = 2^1/_{24}$, die Ersparnisse von $^2/_3$ bezw. $^1/_3$ werden durch Verwendung von pendelnder Druckluft erreicht.

δ) Bei den Proetelschleusen mit festem Verdränger wird schon eine maschinelle Einrichtung zu Hilfe genommen, sie folgen der Gesetzmäßigkeit nicht mehr.

Für die Einzelschleuse ergibt sich, wenn man die Gegengewichte mit der Raumeinheit 1 mitrechnet, aber die Hebel außer Betracht läßt, $z = 4$, $z' = 6$, für die Doppelschleuse $z = 3$, $z' = 5$.

Man gelangt also zu folgender Übersicht I über die Raumzahlen:

Übersicht I.

O. Z.	Schleusenart	Einfache Schleusen z_1	Einfache Schleusen z_1'	Gekuppelte Doppelschleusen z_2	Gekuppelte Doppelschleusen z_2'	Bemerkungen
1a	Einfache Kammerschleuse ohne Sparbecken . .	1,00	1,00	—	—	
1b	mit Sparbecken . .	1,75	1,75	—	—	bei 75 % Wassererspamis
2a	Doppelte Kammerschleuse ohne Sparbecken . .	—	—	1,00	1,00	nicht gekuppelt
2b	mit Sparbecken . .	—	—	1,75	1,75	bei 75 % Wassererspamis
3	Tauchschleuse Menickheim . . .	2,26	2,96	2,26	2,96	
4	Tauchschleuse mit festem Gegenbehälter	3,00	3,74	—	—	
5	Tauchschleuse mit Tauchschwimmer .	4,00	4,74	—	—	
6	Zwillingstauchschleuse	—	—	2,00	2,74	
7	Unterwasserschleusen	3,20	3,50	3,20	3,50	nicht gekuppelt
8	Verdrängerschleusen .	—	—	—	—	
α	Bauweise Schnapp .	5,00 7,70	7,00 10,00	— —	— —	für $n = 1$ „ $n = 2$
β	Bauweise Schneiders	—	—	2,00	3,00	
γ	Bauweise Proetel mit Preßluftbetrieb . .	3,33	4,08	1,66	2,04	
δ	Bauweise Proetel mit festem Verdränger	4,00	6,00	3,00	5,00	

Die erhöhten Werte z' für die Tauchschleusen sollen dem Umstand Rechnung tragen, daß die Unterwassersohle vertieft werden muß, um den Raum zu schaffen für die Gegenbehälter. Beim Tauchtrog von Menickheim hängt die Größe der Vertiefung im Verhältnis zur Raumeinheit ab von der Höhe des Schleusengefälles im Verhältnis zur Unterwassertiefe. Bei den untertauchenden und untergetauchten Schleusen kommt als Vertiefung das Maß in Frage, um welches die Pendelwasserbehälter höher sind als die Unterwassertiefe, bezw. um welches die Unterkante Trogsohle in Unterwasserstellung unter der Unterwassersohle liegt.

Für die Beurteilung der Raumzahlen und ihre Abwägung gegeneinander ist noch folgendes zu beachten:

Die Zahlen sind nur theoretische Werte und erfassen die zur Herstellung der einzelnen Schleusenarten erforderlichen Aufwendungen nicht vollständig und nicht in gleichem Maße. Bei allen Kammerschleusen fehlen die Aufwendungen für das Grundbauwerk bis zur Höhe des Unterwasserspiegels und für die beiderseitigen Häupter. Bei den Verdrängerschleusen kommt ferner das Grundbauwerk des oder der Verdrängerbecken bis zur Unterkante der Belastungskammern, also namentlich für die Schwimmkammern, dazu sowie der Mehraufwand, der durch Abmessungen der Wände und Decken der Verdränger und den erforderlichen Spielraum zwischen den Verdrängern und ihren Becken bedingt ist. Bei den Tauchschleusen sind noch zu berücksichtigen die Kosten für den Haltungsabschluß, für die Trogtore, für die Führungen und Verbindungsleitungen sowie für die Herstellung der Sohle und Wände des Tauchbeckens.

Versucht man diese zusätzlichen Erfordernisse gegeneinander abzuschätzen, so wird man bei mittelguten Gründungsverhältnissen die Kosten für die Grundbauwerke und Häupter der Schleusenkammern, für die Grundbauten der Verdrängerbecken und für die erforderlichen Leitungen annähernd gleichsetzen dürfen den Kosten für den Haltungsabschluß und die Tore der Tauchschleusen einschließlich der Führungen und Verbindungs-

leitungen und der Kosten für die Sohle und Wände des Tauchbeckens. Da die darüber hinausgehenden Aufwendungen für das erhöhte Trogbecken der Unterwasserschleusen durch Erhöhung der Raumzahl um eine Einheit schon berücksichtigt sind, so dürfen die Raumzahlen als eine einheitliche Grundlage zur überschlägigen Beurteilung der verschiedenen Schleusenarten angesprochen werden, wenn die zugrunde gelegte Raumeinheit bei allen Schleusenarten die gleiche ist, d. h. wenn die Schleusungswassermenge bei der Schiffsbeförderung in der Kammerschleuse der bei der Tauchschleusung im Oberwasser verdrängten Wassermenge gleichkommt.

Nimmt man folgende Werte als gegeben an:
lichte Weite der Schleusenkammer
und des Schwimmtroges . . . . $b = 12{,}0$ m
Wandstärken des Schwimmtroges . $d = 0{,}8$ „
Deckenstärke „ „ . . $e = 1{,}0$ „
lichte Höhe „ „ . $h' = 6{,}0$ „
so ergibt sich bei einem Gefälle h und der nutzbaren Kammer- bezw. Troglänge l die Raumeinheit

zu $Q_{1k} = 12{,}0\, l\, h$ für die Kammerschleuse,
$Q_{1t} = 13{,}6\, l\, h$ für die Trogschleuse

und der Verhältniswert $r = \frac{Q_{1t}}{Q_{1k}} = \frac{13{,}6}{12{,}0} = 1{,}13.$

Dabei ist zugunsten der Kammerschleuse ihre nutzbare Länge gleich derjenigen des Schwimmtroges gesetzt.

Gleiche Raumeinheiten erhält man aus der Gleichung

$$r = \frac{(b + 2d)\ (h' + e)}{b\,.\,h} = 1 \text{ für } h = \frac{13{,}6 \cdot 7}{12} = 7{,}9 \text{ m}.$$

Bei einem Schleusengefälle $h = 15$ m erhält man

$$\frac{Q_{1k}}{Q_{1t}} = \frac{12 \cdot 15}{13{,}6 \cdot 7} = 1{,}89,$$

d. h. die Raumeinheit für die Kammer- und Verdrängerschleusen ist 1,89mal so groß zu nehmen wie für die Unterwasser- und Tauchschleusen. Zu den ersteren ist in diesem Fall auch die Menickheimschleuse zu rechnen.

Unter den gemachten Voraussetzungen sind demnach die Raumzahlen der Übersicht I ohne weiteres auf das Grenzgefälle von 7,9 m anzuwenden. Für ein Gefälle von 15 m ergibt sich die folgende

Übersicht II.

O. Z.	Schleusenart	Einfache Schleusen z_1	Einfache Schleusen z_1'	Gekuppelte Doppelschleusen z_2	Gekuppelte Doppelschleusen z_2'	Bemerkungen
1a	Einfache Kammerschleuse ohne Sparbecken . .	1,89	1,89	—	—	
1b	mit Sparbecken . .	3,30	3,30	—	—	bei 75 % Wassersparnis
2a	Doppelte Kammerschleuse ohne Sparbecken . .	—	—	1,89	1,89	
2b	mit Sparbecken . .	—	—	3,30	3,30	Schleusen nicht gekuppelt
3	Tauchschleuse Menickheim . . .	4,28	5,60	4,28	5,60	
4	Tauchschleuse mit festem Gegenbehälter	3,00	3,74	—	—	
5	Tauchschleuse mit Tauchschwimmer .	4,00	4,74	—	—	
6	Zwillingstauchschleuse	—	—	2,00	2,74	
7	Unterwasserschleusen	3,20	3,50	3,20	3,50	nicht gekuppelt
8	Verdrängerschleusen .	—	—	—	—	
α	Bauweise Schnapp .	9,45 13,23	13,23 18,90	—	—	für $n = 1$ „ $n = 2$
β	Bauweise Schneiders	—	—	3,78	5,67	
γ	Bauweise Proetel mit Preßluftbetrieb . .	6,30	7,72	3,15	3,86	
δ	Bauweise Proetel mit festem Verdränger	7,56	11,34	5,67	9,45	

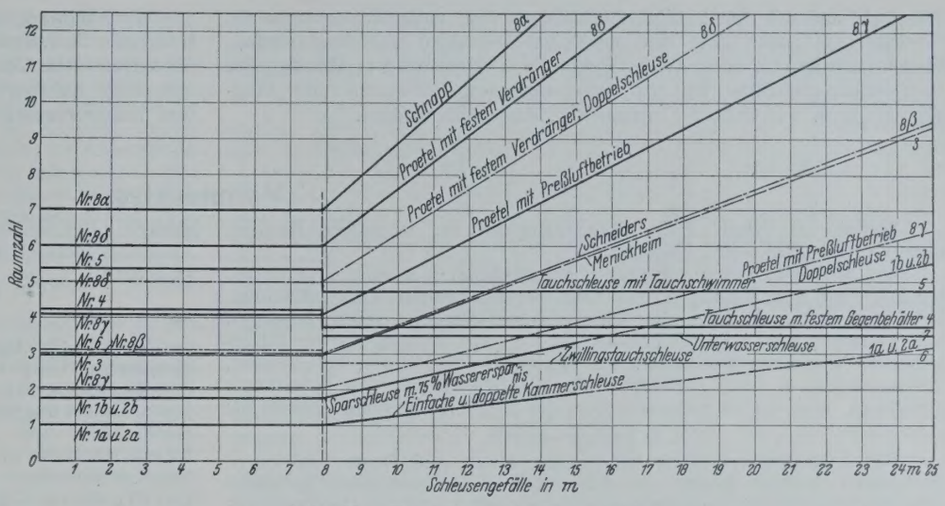


Abb. 22. Darstellung der Raumzahlen.
Graphischer Vergleich der Verdränger- und Schwimmtrogschleusen.

Aus den vorstehenden Betrachtungen lassen sich folgende Schlußfolgerungen ziehen:

1. Für Gefälle, die kleiner sind als 3 m, werden zweckmäßig die Tauchschleusen als offene Schwimmtröge ausgeführt[14]). Unterwasserschleusen kommen überhaupt nicht in Frage. Die Raumziffern sind in diesem Fall für alle Gefälle aus der Übersicht I zu entnehmen, jedoch sind die Werte unter O. Z. 4 bis 6 noch mit der Verhältniszahl $r = 1{,}13$ zu vervielfachen.

Die Wertigkeit der einzelnen Tauchschleusenarten ergibt sich dann bei den einfachen Schleusen entsprechend dem Vollkommenheitsgrad der Schleusung. Die Verdrängerschleusen scheiden aus mit Ausnahme von O. Z. 8γ, die der Zahl nach annähernd mit O. Z. 4 zusammenfällt, im Betriebe aber nicht den Vollkommenheits- und Sicherheitsgrad aufweist wie O. Z. 5.

Bei den Doppelschleusen steht die Proetelschleuse O. Z. 8γ an erster Stelle. Die Ziffern der O. Z. 8γ, 3 und 6 liegen nahe beisammen. Rein zahlenmäßig erscheint hier die Bauweise Schneiders für eine doppelte Schleusentreppe noch wettbewerbsfähig, die tiefen Grundbauwerke werden in Wirklichkeit das Bild zu ihren Ungunsten ändern. Bei dem geringen Unterschied der Raumzahlen wird bei den gekuppelten Doppelschleusen mit niedrigem Gefälle nur durch eingehendere Entwurfsbearbeitungen entschieden werden können, welche Schleusenart am zweckmäßigsten anzuwenden ist, wobei die Gründungsverhältnisse von wesentlichem Einfluß sein dürften!

2. Bei Schleusengefällen zwischen 8 und 15 m sind die Wertigkeitszahlen nach den Übersichten I und II zu beurteilen. Bei den einfachen Schleusen erreicht die Proetelschleuse O. Z. 8γ, für $h = \frac{4{,}74}{4{,}08} \cdot 7{,}9 = 9{,}2$ m die Raumzahl von O. Z. 5 und scheidet von hier ab aus. Für die Tauchschleuse O. Z. 3 liegt das zahlenmäßige Grenzgefälle höchstens bei $h = \frac{3{,}74}{2{,}96} \cdot 7{,}9 = 10{,}0$ m, wo schon die Tauchschleuse O. Z. 4 mit dem nächsthöheren Vollkommenheitsgrad erreicht ist. Die Unterwasserschleusen sind rein zahlenmäßig den Tauchschleusen mit Tauchschwimmer überlegen, indes bedarf die angesetzte Raumzahl für die Unterwasserschleusen noch der Nachprüfung.

Bei den gekuppelten Doppelschleusen erscheint die Proetelschleuse O. Z. 8γ mit der Zwillingstauchschleuse noch wettbewerbsfähig bis zum Gefälle $h = \frac{2{,}74}{2{,}04} \cdot 7{,}9 = 10{,}6$ m. Von da ab beherrscht die Zwillingstauchschleuse das Feld. Sie ist aber weniger leistungsfähig als die Unterwasserschleusen, die nicht gekuppelt sind und daher eine größere Bewegungsfreiheit und trotz des schwierigeren Schleusens am Oberhaupt eine geringere Schleusungszeit haben. Immerhin dürfte die Kuppelung zweier Tauchschleusen weniger nachteilig sein als die von offenen Kammerschleusen, weil die Unterwasserfahrt sehr rasch vollzogen werden kann und bei dem geringen Arbeitsaufwand Leerfahrten nur geringe Verluste bedeuten.

Auch im Vergleich zur Sparschleuse mit 75 % Wassererspamis zeigt sich die Überlegenheit der Zwillingstauchschleuse. Schon bei einem Gefälle von 12,5 m weist die Sparschleuse mit 75 % Ersparnis die gleiche

[14]) Die Anwendung der Tauchschleuse O. Z. 5 und 6 mit oben offenem Trog erfordert bei wechselnden Wasserständen der Haltungen besondere Anordnungen hinsichtlich des Tauchbeckens, über die gelegentlich Näheres mitgeteilt werden soll.

Raumzahl auf wie die Zwillingstauchschleuse mit voller Wassersersparnis. — Läßt man außer acht, daß die Trogabmessungen mit wechselndem Gefälle sich ändern, so kann der Wechsel der Raumzahlen in Abhängigkeit vom Schleusengefälle für die angenommenen Schleusen- und Trogabmessungen, wie in Abb. 22 geschehen, dargestellt werden.

Die Abbildung gibt ein anschauliches Bild von der Wertigkeit der betrachteten Schleusenarten und läßt deutlich erkennen, daß für größere Schleusenstufen Verdrängerschleusen nicht mehr in Frage kommen, daß aber auch die Sparschleusen an Wirtschaftlichkeit von den Unterwasser- und Tauchschleusen weit übertroffen werden.

Vermischtes.

Ministerial-Erlaß, betr. Standfestigkeit für fliegende Bauten, vom 13. Mai 1929. II C 1540/29.

Mit Rücksicht auf die Eigenart der fliegenden Bauten wird in Ergänzung der Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen vom 24. Dezember 1919 und über zulässige Beanspruchungen von Flußstahl usw. vom 25. Februar 1925 für die Berechnung der Standsicherheit fliegender Bauwerke, wie Karussells, Schaukeln, Schaubuden, Zirkusanlagen u. dergl. bezüglich der Eigengewichte, der Belastungsannahmen und der Beanspruchungen der Bauteile folgendes bestimmt:

1. Eigengewichte.

Für lufttrockene Hölzer, wie Kiefer, Fichte und Tanne, die durch geeigneten Anstrich gegen das Eindringen von Feuchtigkeit geschützt sind, ist, wenn nicht besonderer Nachweis geführt wird, als Durchschnittsgewicht 550 kg/m³ einzusetzen.

2. Belastungen.

a) Nutzlasten. Für Treppen, Podeste, Fußböden ist, falls eine Ansammlung von Schaulustigen ohne weiteres möglich ist, eine Belastung von 400 kg/m² zugrunde zu legen. In den Fällen (z. B. bei Schaukeln), wo die Belastung nur durch Einzelpersonen erfolgen kann, sind 75 kg/Person anzunehmen. Bei abgegrenzten Zu- und Abgängen ist eine Belastung von mindestens zwei Personen, also 150 kg/lfd. m, einzusetzen. Diese zulässigen Belastungen sind an sichtbarer Stelle und in dauerhafter Schrift durch Aushang bekanntzugeben.

b) Winddruck. Bei niedrigen Bauwerken kann ausnahmsweise bei geschützter Lage bei der Untersuchung der einzelnen Bauteile ein Winddruck (Wo) von 75 kg/m² angenommen werden. Bei größeren Bauwerken, wie Zirkusanlagen, sind die Bestimmungen unter C c 3 der Belastungsbestimmungen zu beachten.

Für die Berechnung der Standsicherheit gegen Kippen, die je nach örtlichen Verhältnissen 1,5- bis 2,0fach betragen muß, und der Verankerung, die umfassend zu untersuchen ist, wird stets ein Winddruck von 125 kg/m² anzunehmen sein.

3. Zulässige Beanspruchungen.

a) auf Zug und Biegung. Für Holz (Kiefer, Tanne, Eiche) gelten bei ruhender Belastung die zulässigen Beanspruchungen entsprechend II b Ziffer 1 der Belastungsbestimmungen. Bei Stoßwirkung und starker Abnutzung ermäßigen sich diese Werte um 20 %.

Für Stahl (St 37) und hochwertigen Stahl (St 48) gelten bei ruhender Belastung die Beanspruchungen entsprechend B Ziffer 1 und 2 der Bestimmungen vom 25. Februar 1925. Bei Stoßwirkung und starker Abnutzung ermäßigen sich diese Werte ebenfalls um 20 %.

Die Beanspruchung für St 37 und St 48 kann entsprechend B Ziffer 3 der vorgenannten Bestimmungen bei der Berechnung der Aufhängung der Sitze an das Traggerüst der Schaukel, Karussell u. dergl. gesteigert werden, wenn bei doppelter Befestigung im Falle eines Bruches eine von diesen selbständig wirken kann.

b) auf Druck. Für Holz ist bei ruhender Belastung nach Euler die 7fache, bei Stoßwirkung und starker Abnutzung die 10fache Sicherheit nachzuweisen. Sonst gilt II b Ziffer 1 der Belastungsbestimmungen sinngemäß der vorstehenden Ziffer 3a.

Für St 37 und St 48 gelten sinngemäß ebenfalls die Höchstbeanspruchungen gemäß Ziffer 3a.

Der Schlankheitsgrad λ kann abweichend von C I Ziffer 3 der Bestimmungen vom 25. Februar 1925 bei ruhender Belastung oder bei schwacher Stoßwirkung bis 250 gewählt werden. Bei ausgesprochener Stoßwirkung dagegen verbleibt es beim Höchstwert $\lambda = 150$.

Die Tabelle unter C II erfährt in lfd. Nr. 1, 3 und 4 folgende Ergänzung:

Schlankheitsgrad λ	Knickzahl ω	$\frac{\Delta\omega}{\Delta\lambda}$	Schlankheitsgrad λ	Knickzahl ω	$\frac{\Delta\omega}{\Delta\lambda}$
160	6,05	0,073	210	10,43	0,097
170	6,83	0,078	220	11,44	0,101
180	7,66	0,083	230	12,51	0,107
190	8,53	0,087	240	13,62	0,111
200	9,46	0,093	250	14,78	0,116

c) Wechselbeanspruchung auf Zug und Druck. Für Holz St 37 und St 48 sind die Beanspruchungen sinngemäß wie bei Stoßwirkung usw. maßgebend.

Die vorstehenden Erleichterungen sind nur zulässig, wenn die verwendeten Baustoffe einwandfrei beschaffen sind, die statische Berechnung für die ungünstigste Belastung unter Berücksichtigung eines etwa vorhandenen außermittigen Kraftangriffs durchgeführt ist und die einzelnen Bauteile vor jeder Neuaufstellung daraufhin untersucht werden, ob sie infolge des Transportes oder der Abnutzung nicht ausgewechselt werden müssen. Bei Neuanlagen ist die doppelte Befestigung (s. Ziff. 3a), deren Verbindungsmittel gegen Lockerung zweckmäßig zu sichern sind, stets zu fordern.

Der preußische Minister für Volkswohlfahrt.
I. V.: Scheidt.

Technische Hochschule Darmstadt. Am 6. Juli d. J. findet die diesjährige Hauptversammlung der Vereinigung von Freunden der Technischen Hochschule statt. Die technischen Vorträge sind in den Dienst der Schweißtechnik gestellt. Reichsbahnoberrat M. Füchsel, Berlin, wird über „Schweißverbindungen im Stahlbau" und Dipl.-Ing. Falck, Frankfurt a. Main, über „Anwendung der Lichtbogenschweißung im Maschinenbau" sprechen. Außerdem findet ein Vortrag von Prof. Luchtenberg, Darmstadt, über „Kultur und Technik" statt.

An dieser Tagung können auch frühere Studierende der Technischen Hochschule teilnehmen, wenn sie Mitglieder der Vereinigung sind. Frühere Studierende, die noch nicht Mitglied sind, werden gebeten, sich wegen Auskunft und Aufnahme an Prof. Dr. Berl oder Prof. H. Kayser, Darmstadt, zu wenden.

Tagung des Asphalt-Ausschusses der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau (Stufa) am 15. März in Essen. Der Obmann des Ausschusses, Prof. Dr.-Ing. Neumann, Stuttgart, eröffnete die stark besuchte Tagung mit dem Hinweise, daß der Wert oder Unwert von Straßenbefestigungen sich erst nach längeren Beobachtungszeiten herausstellen, daß aber nunmehr ein etwa fünfjähriger Zeitraum seit Einführung der neuzeitlichen Straßenbauweisen vorliegt, der gewisse Erfahrungen gezeitigt hat. Die mit Asphalt hergestellten neuen Bauweisen haben dabei gut abgeschnitten, wie zu erwarten war, da in Nordamerika etwa 180 000 000 m² Walzasphalt liegen und eine Stadt wie Detroit, das größte Kraftwagenzentrum der Welt, seine Straßen fast nur mit Asphalt ausbaut. Unter diesen Umständen ist es an der Zeit, die Bedeutung des Asphaltstraßenbaues in der Gegenwart einmal öffentlich zu behandeln.

Als erster Redner sprach Prof. Dr. Obst von der Technischen Hochschule Hannover über die Entwicklung der Weltwirtschaft und die Erdölindustrie. Er entwickelte den Weg von der Familienwirtschaft zur Volkswirtschaft und zur einpoligen europazentrischen Weltwirtschaft, die nach dem Kriege durch die Herausbildung mehrpoliger Weltwirtschaften, indem auch die Rohstoffländer zur Verarbeitung übergegangen sind, in ihrer Bedeutung zurückgedrängt ist. Die wünschenswerte Vereinigung der verschiedenen Großraumwirtschaften steht noch in weitem Felde, wofür Redner den Kampf um die Rohstoffe, wie Baumwolle, Kautschuk und Erdöl, durch zahlenmäßige Behandlung mit Tafeln anführte. Da Deutschland zur Beschäftigung seiner Industrie und für seine Eigenbedürfnisse auf ausländische Rohstoffe angewiesen ist, ist der einzige gegebene Weg, die Rohstoffe einzuführen und sie im Inlande zu veredeln. Am Beispiele des Erdöles behandelt, empfiehlt es sich, das Rohöl einzuführen, daraus die für uns und für die Ausfuhr notwendigen Mineralöle herzustellen und den dabei als Abfallerzeugnis anfallenden Asphalt im Straßenbau auszunutzen. Gegen die Verwendung des Asphaltes kann also auch vom nationalwirtschaftlichen Standpunkte nichts eingewendet werden. Der Redner fand für seine überzeugenden, in packender Form vorgetragenen Ausführungen reichen Beifall der Versammlung. Der Obmann machte darauf bekannt, daß der Asphalt-Ausschuß beschlossen habe, bei der Stufa zu beantragen, daß sie sich für die Zulassung von Auslandanleihen für den Straßenbau als werbende Anlagen einsetzen wolle.

Stadtbaurat Wiethoff aus Hamborn als nächster Redner zeigte am Straßenbauwirtschaftsplan der Stadt Hamborn, welche Aufgaben im Straßenbau heute zu lösen sind, wie sich die Anforderungen, besonders im Industriegebiet verändert haben, und daß die Asphaltbauweisen für die Verkehrsstraßen sich technisch und wirtschaftlich den anderen überlegen erwiesen haben.

Zu demselben Ergebnis kam auch Baurat Waldhausen aus Hamburg, der am Beispiel dieser Großstadt die Richtlinien für den Straßenbau entwickelte, die materialtechnischen Eigenschaften des Asphaltes behandelte und nachwies, daß das zurzeit dringendste Problem in Hamburg, der Ersatz von 1,64 Mill. m² polygonales Kopfsteinpflaster, wirtschaftlich nur mit Walzasphalt gelöst werden kann.

Stadtbaurat i. R. Fleck aus Dresden sprach dann für den verhinderten Prof. Dr. Gräfe über Art und Herstellung der Kaltasphaltemulsion und ihre Verwendung im Straßenbau nach den verschiedenen Verfahren. Seine Ausführungen wurden durch zahlreiche Lichtbilder und am Schluß durch einen Film anschaulich erläutert.

Diese drei Vorträge gaben einen nachhaltigen Überblick über die bisherige Anwendung des Asphaltes im Straßenbau und führten zu der Erkenntnis, daß Asphalt schlechterdings nicht mehr entbehrt werden kann, wenn wir in Deutschland zu geordneten Verhältnissen im Straßenwesen kommen wollen.

Den letzten Vortrag hatte der Obmann übernommen, der sich mit einigen Ergebnissen der Arbeiten in der Versuchsanstalt für Straßenbau an der Technischen Hochschule Stuttgart befaßte. Ausgangspunkt seiner

Betrachtung war die Bedeutung des Füllstoffes in dem Aufbau der Kunstasphaltbeläge. Nach den Feststellungen der V. A. St. übt der Füller je nach seiner Feinheit und Anteil an der Mischung eine gesetzmäßige Erhöhung der Temperatur des Erweichungspunktes bezw. Tropfpunktes aus, bei der die Eigenschaften des Asphaltes eine Rolle spielen. Das Verfahren kann auch als Beurteilungsmaßstab für die Kohäsion der Asphalte dienen. Von Wert für den Aufbau der Kunstasphaltbeläge ist ferner die Absorptionskraft der verschiedenen Gesteine, die noch nicht genügend untersucht worden ist. Auf jeden Fall scheint die notwendige Asphaltmenge für eine brauchbare Decke, die vor allem nicht schiebt und keine Eindrücke erhält, nicht nur von der Ausfüllung der Hohlräume, sondern von Art und Menge des Füllers, erforderlichen Temperaturerhöhung und Absorption des verwendeten Gesteins abhängig zu sein. Auch die amerikanische Forschung verfolgt diese Wege.

Am nächsten Tage wurde eine Fahrt zur Besichtigung der in den letzten Jahren angelegten Asphaltstraßen im Industriegebiet unternommen, die über Gelsenkirchen, Bochum, Recklinghausen, Sterkrade, Hamborn nach Essen führte und einen wertvollen Einblick in die umfangreichen Straßenbauten der letzten Jahre und die erzielten Fortschritte gestattete. N.

Ausgleichbehälter für die Wasserversorgung in Cincinnati. Für die Wasserversorgung der Stadt Cincinnati, Ohio, wurden nach einem Bericht in Eng. News-Rec. vom 14. März 1929 in der Zeit von 1911 bis 1927 eine Reihe von Ausgleichbehältern in Beton und Stahl für die einzelnen Versorgungsgebiete der Stadt errichtet. Das Versorgungswasser wird mittels einer Pumpenanlage aus dem Ohio-Fluß entnommen. Die zuletzt in den Jahren 1926/27 auf dem Airy-Hügel errichtete Anlage besteht ebenso wie die älteren Bauwerke aus einer Gruppe von zylindrischen, nebeneinander stehenden Behältern, die bei dieser Ausführung in interessanter Weise aus mit Beton ummantelten Stahltafeln gebildet sind. Die einzelnen Behälter dieser Gruppe haben Durchmesser von 15,24, 7,61 und 6,70 m und eine Höhe von 23 m. Sie stehen in geringem Abstande, von einer Betonfüllung gestützt, auf einem gemeinsamen Betonfundament. Abb. 1 zeigt den Grundriß der Anlage. In den Zwischenräumen der Behälter, also in dem Füllbeton, sind Stahlrohre von kleinem Durchmesser zur Betonersparnis eingefügt. Eins dieser Rohre dient als Überlauf.

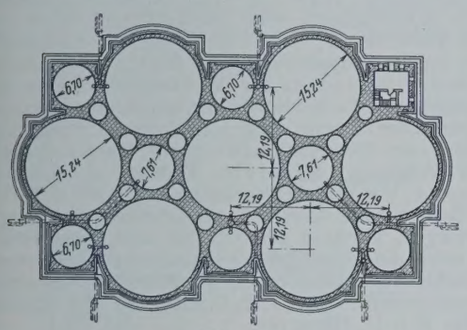


Abb. 1.

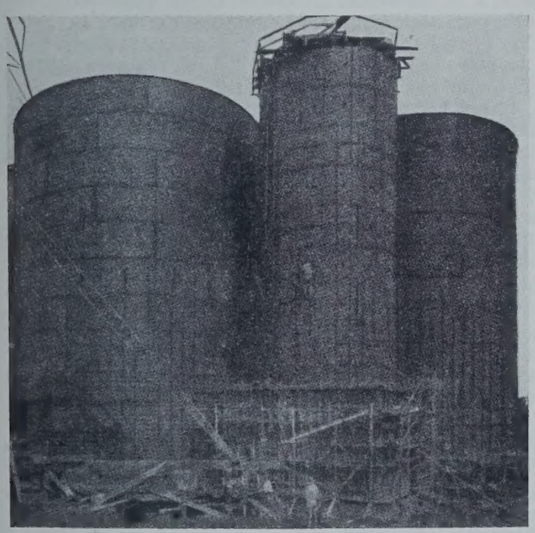


Abb. 2.

Die Außenflächen der Behältergruppe sind mit Stahlgeflecht ummantelt, das an den Stahlplatten durch Schweißung befestigt und danach mit Spritzbeton beworfen wurde. Zwischen den Behältern konnte dann ohne Schalung der Füllbeton der Wände eingebracht werden.

Abb. 2 veranschaulicht die Stahlmäntel der Behälter und die daran befestigte Eisenbewehrung. — Der Bau wurde von der Hodges Construction Company ausgeführt. Zs.

Tagung der Hafenbautechnischen Gesellschaft in Dresden am 10. und 11. Mai.

Die Tagung wurde am Freitag, den 10. Mai, mit einer geschäftlichen Sitzung eröffnet, an die sich die eigentliche Hauptversammlung anschloß. In der geschäftlichen Sitzung wurde beschlossen, daß die Hauptversammlungen künftig nur alle zwei Jahre stattfinden sollen, die nächste im Jahre 1931 in Emden in Verbindung mit einem Besuche des Königl. Instituts van Ingenieurs im Haag und einer Besichtigung der Bauarbeiten an der Zuider See und des Hafens von Amsterdam.

In der Hauptversammlung widmete der Vorsitzende dem kürzlich verstorbenen Ehrenvorsitzenden der Gesellschaft, dem Prinzen Heinrich von Preußen, einen warmen Nachruf und überreichte dann dem Geheimrat Prof. Dr.-Ing. ehr. Hubert Engels in Dresden als „dem verdienten Altmeister des Wasserbaues, dem hervorragenden akademischen Lehrer und Forscher, dem ausgezeichneten Fachschriftsteller und dem Begründer deutscher Wasserbaulaboratorien“ die Ehrenurkunde der Gesellschaft. Im Anschluß daran wurden technisch-wissenschaftliche Vorträge gehalten.

Zunächst sprach Ministerialrat Dr.-Ing. ehr. Sorger über die sächsische Elbe, ihre Häfen und Umschlagstellen. Er führte aus, daß die planmäßige Regelung der Elbe vor mehr als 100 Jahren begonnen worden sei. Die Niedrigwasserregelung habe auf der Strecke von der Reichsgrenze bis zur Saalemündung eine Wassertiefe von 1,10 m unter dem niedrigsten Wasserstande zum Ziele. Auf der 119 km langen sächsischen Elbstrecke sei die Regelung auf eine Länge von 26 km bereits durchgeführt. Der Vortragende teilte über die Ausnutzung der Fahrwassertiefe mit, daß in den Jahren 1920 bis 1927 bei einer jährlichen Schiffahrtsdauer von durchschnittlich 326 Tagen mit voller Ladung beladen werden konnten Schiffe mit einer Tragfähigkeit:

von 1000 t an 145 Tagen
„ 600 t „ 169 „
„ 300 t „ 203 „

Nach Durchführung der Niedrigwasserregelung auf die Tiefe von 1,10 m würden die angegebenen Zahlen der Tage auf 206, 233 und 272 wachsen.

Weiter wurden die früher von der sächsischen Staatsbahn betriebenen Umschlaghäfen, nämlich der Alberthafen und der Hafen Dresden-N. in Dresden, sowie der Hafen in Riesa besprochen. Sachsen hat bei dem Übergang der Eisenbahnen auf das Reich diese Häfen zurückbehalten. Es verhandelt zurzeit über die Übernahme der Betriebsführung der Hafenbahnen dieser Häfen durch die Reichsbahn und beabsichtigt, wenn diese — offenbar recht schwierigen — Verhandlungen zu dem gewünschten Ergebnis geführt haben, den gesamten Betrieb der Häfen an eine Hafenbetriebsgesellschaft zu verpachten, die unter Beteiligung des Staates, der Städte Dresden und Riesa und der beteiligten Wirtschaftskreise unter Wahrung des öffentlichen Charakters der Häfen gegründet werden soll.

Interessant war der Hinweis, daß die Reichsbahn die tarifarischen Vergünstigungen, die die sächsische Staatsbahn den Häfen gewährt hat, hat fallen lassen und daß infolgedessen der Umschlag von Gütern, die früher aus Bayern und dem Erzgebirge mit der Bahn ankamen und in den genannten Häfen umgeschlagen wurden, um auf dem Wasserweg weiter zu gehen, völlig zum Stillstande gekommen ist. Wie bekannt, hat sich auch im Hamburger Hafen im Verkehr mit dem Binnenlande der Anteil der Elbschiffahrt, der früher rd. $^3/_5$ der Summe von Flußschiff- und Bahnverkehr betrug, auf rd. $^2/_5$ ermäßigt.

Der Vortragende streifte dann kurz die Änderungen, die sich im Elbverkehr voraussichtlich aus der Durchführung des Mittellandkanales ergeben werden, und erwähnte auch weitere Wasserstraßenpläne. Die wenig hoffnungsvolle wirtschaftliche Lage der Binnenschiffahrt, die nicht nur unter ungewöhnlich ungünstigen Wasserverhältnissen, sondern auch unter dem Wettbewerb der Reichsbahn schwer leidet, könne wahrscheinlich stark gemildert werden, wenn auch in der Binnenschiffahrt durch verständnisvolles Zusammenarbeiten und Zusammenschließen der Betriebe eine bessere Ausnutzung der Betriebsmittel, eine Herabsetzung der Betriebskosten und ein höherer Grad der Wirtschaftlichkeit erreicht werde.

Elbstrombaudirektor Dr.-Ing. ehr. Zander in Magdeburg sprach über die Elbe im preußischen Staatsgebiet. Er wies besonders darauf hin, daß für die Hochwasserführung der Elbe der Rückstau nach der Havel von großer Wichtigkeit sei, aus deren Niederungen das Hochwasser erst allmählich wieder in die Elbe zurückflösse. Die Strombauarbeiten an der preußischen Elbstrecke hätten vor fast 150 Jahren begonnen, sie hätten aber nicht einheitlich durchgeführt werden können, da am Elblauf eine ganze Reihe von Ländern beteiligt sei. Durch die Elbschiffahrtsakte von 1821 und ihre Additionalakte von 1844 sei eine gewisse Grundlage für einheitliche Strombauarbeiten geschaffen worden. Damals sei das Ziel der Elbregelung auf eine Wassertiefe von 94 cm unter dem niedrigsten Wasserstand festgesetzt worden. Umfassende und wirksame Arbeiten seien aber erst seit 1866 ermöglicht worden, als nach Übernahme von Hannover und Lauenburg durch Preußen in Magdeburg die Elbstrombauverwaltung errichtet worden sei.

Die Regelung sei zunächst durch Ausbau des Mittelwasserbettes in Angriff genommen, und zwar seien fast durchweg Buhnen, nur auf kurze Strecken Längswerke errichtet worden, daneben seien in großem Umfange Kopfschwellen eingebaut. Zurzeit seien etwa 5800 Buhnen in einer Gesamtlänge von 460 km und 125 km Deckwerke vorhanden. Seit 1911 werde bei der Niedrigwasserregelung eine Fahrwassertiefe von 1,10 m oberhalb und von 1,25 m unterhalb der Saalemündung angestrebt. Weiter sei in Aussicht genommen eine Verbesserung des Niedrigwasserstandes der Elbe unterhalb der Saalemündung durch Entnahme von Zuschußwasser aus den Saaletalsperren bei Hohenwarthe und den Bleilöchern. Man hoffe, auf diesem Wege eine Fahrwassertiefe von 1,60 m zwischen der Saalemündung und der Mündung des Mittellandkanals zu erreichen.

Im Jahre 1928 habe der Verkehr auf der Elbe mit 4,6 Mill. t in der Ankunft und mit 6,7 Mill. t in der Abfahrt etwa $^2/_3$ des Verkehrs des Jahres 1913 erreicht.

Zum Schluß gab der Vortragende einen kurzen Überblick über die wichtigsten der 32 Hafenanlagen an der Elbe.

Kaidirektor Buschmayer aus Hamburg sprach über die Rationalisierung von Seehafenbetrieben. Er betonte, daß die Verhältnisse in einzelnen Seehäfen außerordentlich verschieden seien und sich deshalb bestimmte einheitliche Richtlinien für eine Rationalisierung kaum aufstellen ließen. Er könne deshalb nur einzelne Anregungen geben. Die schon oft behandelte Frage der zweckmäßigen Verteilung der Güter auf

die deutschen Seehäfen sei mit äußerster Vorsicht anzufassen. Um bestimmte Güter über bestimmte Häfen oder Hafenteile zu lenken, könne man Vereinbarungen zwischen den einzelnen Häfen treffen des Inhaltes, daß die notwendigen Kaianlagen nur an bestimmten Stellen geschaffen würden und daß man sich im übrigen über die Hafen- und Umschlagstarife verständigte. So wünschenswert vom allgemein-volkswirtschaftlichen Standpunkte solche Maßnahmen seien, so würde ihre Durchführung doch starken Widerständen begegnen, zumal es schwierig sein würde, die im Gesamtinteresse der Volkswirtschaft wirklich richtigen Maßnahmen zu treffen.

Dagegen könne im einzelnen Hafen — unabhängig von solchen Vereinbarungen zwischen mehreren Häfen — für die Rationalisierung viel geschehen, ohne daß dazu im Verhältnis zu den Gesamtkosten des Hafens besonders große Mittel notwendig wären. Jeder Hafen sei ein kostspieliges Unternehmen, besonders deshalb, weil er den schnell wechselnden Anforderungen des Verkehrs und den Fortschritten der Technik dauernd angepaßt werden müsse und weil infolgedessen die sehr teuren Hafenbauten schnell veralteten. Am kostspieligsten sei die Anpassung der Hafenbecken, ihrer Zufahrten und der Kaimauern an die stets zunehmende Schiffsgröße und Schiffstiefe. Beispielsweise sei heute die durchschnittliche Größe der Seeschiffe um $^1/_3$ höher als im Jahre 1913.

Am weitesten fortgeschritten sei in den Seehäfen die Rationalisierung des Massengutumschlags. In der Tat verfügen wir heute über sehr leistungsfähige und billig arbeitende Umschlagsanlagen für Erz, Kohle, Kali, Getreide, Holz usw. Schwieriger sei die Verbilligung des Stückgutumschlags. Gerade hier könne wegen der starken Verschiedenheit des Gutes in erster Linie mit Kleingeräten geholfen werden. Besonders habe sich die Einführung der Elektrokarren bewährt. In Hamburg habe die Leistung mit Elektrokarren im Jahre 1928 in der Schicht für einen Mann 10,7 t Gut betragen, gegenüber einer Leistung von nur 6,3 t bei Handkarrenbetrieb. Weiter wurde die ausgiebige Verwendung von Stapelwinden, Hubkarren, Schuppendrehlaufkranen, Selbstladekarren, Einachsschleppern und anderer Sondergeräte empfohlen. Versuche mit beweglichen Förderbändern haben in den Hamburger Kaischuppen kein günstiges Ergebnis gehabt, der Stapelkran oder Schuppendrehlaufkran ist ihnen überlegen. Weiter wurde erwähnt, daß durch Einführung neuzeitlicher Wiegeeinrichtungen das Wiegegeschäft wesentlich abgekürzt werden könnte, ebenso das Zählen der Stückgüter durch besondere Zählapparate. Wichtig sei auch ein tadellos glatter Fußboden, besonders im Bereich der Karrwege sowie eine gute Beleuchtung der Schuppen, die ein leichtes Ablesen der Bezeichnung auf den Stückgütern gestattet.

Unter den Krananlagen sei der heute für den Stückgutverkehr weitaus brauchbarste der Wippkran, der sich deshalb immer mehr einführe. Daneben kämen für den Umschlag aus den größeren Seeschiffen Doppel- und Dreifachkrane in Betracht.

Besonderer Wert sei auf eine Verbesserung der Verpackung der Stückgüter zu legen, weil dadurch viel Zeitverlust erspart und Beschädigungen des Gutes vermieden werden könnten. An Hand von Skizzen, die den Weg des Gutes im Seehafen von Anfang bis zu Ende darstellten, erläuterte der Vortragende dann, daß man durch genaue Beobachtung der Verkehrsmittel, der Förderwege, der Lagermöglichkeiten und der Umschlagseinrichtungen zahlreiche Mängel, besonders Leerlaufarbeit finden und abstellen könne. Es sei im Hamburger Hafen an den verkehrsreichen Stellen gelungen, auf diesem Wege die Betriebleistung um etwa 30% zu erhöhen.

Zum Schlusse wies der Vortragende darauf hin, daß viel auch durch gute Ausbildung der Kaiarbeiter und der Angestellten der Kaiverwaltung erreicht werden könne. Hamburg habe dafür eine eigene Kaifachschule eingerichtet. Ebenso wichtig aber sei es auch, die maßgebenden Beamten und verantwortlichen Leiter der Häfen und Hafenbetriebe betrieblich, geschäftlich und wirtschaftlich immer besser zu schulen.

Der Vortrag brachte zahlreiche Anregungen, besonders auf dem Gebiete der Verbesserung des Stückgutverkehrs. Es liegt in der Natur der Sache, daß es sich hierbei um viele Einzelheiten handelt, die in ihrer Summe schließlich einen großen Erfolg erzielen können. Leider ist es im Rahmen dieser kurzen Besprechung nicht möglich, gerade diese Einzelheiten, die das Wertvolle des Vortrages bildeten, wiederzugeben.

Am 11. Mai wurde der König-Albert-Hafen in Dresden mit der Hafenmühle besichtigt, anschließend der Bau des Pumpspeicherwerkes in Niederwartha. Eine andere Gruppe der Teilnehmer besichtigte die Staatliche Porzellan-Manufaktur in Meißen, die Albrechtsburg und den Dom. Ebenso war Gelegenheit gegeben, die Betriebe der Sächsischen Granitsteinbruch A.-G. (vorm. C. G. Kunath) in Demitz-Thumitz zu besichtigen, den größten sächsischen Granitsteinbruchbetrieb, der gerade größere Lieferungen für Wasserbauten in Bearbeitung hatte.

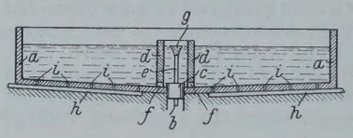
Die Tagung war wie immer auf das beste vorbereitet, sie verlief glänzend und hat den Teilnehmern eine Fülle wertvoller Anregungen gebracht. Lohmeyer.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 20. Juni erschienene Heft 12 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Ingenieur der Niederländischen Eisenbahnen L. J. M. Dirickx: Die Ausführung einiger Kunstbauten aus Eisenbeton in der Eisenbahnlinie Schaesberg—Kerkrade—Simpelveld im Süden der Provinz Limburg (Holland). — Dr.-Ing. H. Olsen: Untersuchungen über die Zugfestigkeit von Zementmörtel und Beton. — Hofrat Ing. L. Herzka: Das statische Verhalten von unter dem Einfluß des Schwindens stehenden Rahmentragwerken aus Eisenbeton.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Teichanlage mit Druckwasserspeisung. (Kl. 84a, Nr. 468 876 vom 2. 12. 1926, von Max Gühne in Döbeln, Sa.) Durch die Anlage soll das Gedeihen eingesetzter Fische befördert und das Wasser frisch gehalten werden. Das runde Teichbecken aus Ziegeln oder Beton ist nach der Mitte zu gleichmäßig vertieft. Am Tiefpunkte liegt ein mit einem Stöpsel *c* verschließbares Abflußloch *b*, das mit einem Rohr *d* umbaut ist, in dem ein durch den Stöpsel hindurchgestecktes Überlaufrohr *e* mit einem geschlossenen Trichterkopf steht. Am unteren Rande des Ringes befinden sich Durchgangslöcher *f* und im Trichterkopf Abflußlöcher *g*. Im Teichboden liegt eine Anzahl radial angeordneter, an eine Druckleitung angeschlossener Rohre *h*, mit rechtwinklig zur Rohrachse schräg nach oben gerichteten Düsen *i*. Die Rohre sind in den Boden eingebettet, so daß die Düsen mit dem Boden abschneiden.



Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Ernannt: zum Vizepräsidenten der Reichsbahndirektion: Direktor bei der Reichsbahn Lorenz in Breslau unter Versetzung zur R. B. D. Halle (Saale); — zum Reichsbahnrat: Reichsbahnamtmann Schöning und Reichsbahnassessor Dr. jur. Vollradt bei der R. B. D. Hannover sowie Reichsbahnoberinspektor Lämmlein bei der R. B. D. Halle (Saale); — zum Reichsbahnoberamtmann: Reichsbahnamtmann Sack bei der Gruppenverwaltung Bayern in München und Reichsbahnoberinspektor Schumacher bei der Hauptverwaltung in Berlin; — zum Reichsbahnamtmann die Reichsbahnoberinspektoren Schlee beim Zentralentschädigungsamt der Gruppenverwaltung Bayern in München, Schwarzweller, Vorstand der Güterstation Würzburg Hauptbahnhof, Nittinger beim R. A. W. Augsburg, Bechtold, Vorstand der Güterabfertigung Mannheim, Hartje, Vorstand des Verkehrsbureaus der R. B. D. Altona, Vorrenhagen, Betriebskontrolleur bei der Oberbetriebsleitung West in Essen und Hufnagel, Vorstand des Arbeiter- und Wohlfahrtsbureaus der R. B. D. Trier sowie die technischen Reichsbahnoberinspektoren Hässler bei der Materialbeschaffungsinspektion Nürnberg, Schubert, Vorstand des Betriebsmaschinenbureaus der R. B. D. Elberfeld und August Meyer, Hilfsdezernent der R. B. D. Hannover.

Versetzt: die Reichsbahnräte Karl Spangenberg, Vorstand des R. V. A. Gera, zum R. Z. A. in Berlin, Jansen, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Köln-Nippes, nach Conz als Leiter der dortigen Betriebsabteilung des R. A. W. Trier, Frohnhäuser, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Dortmund, in gleicher Eigenschaft zum R. A. W. Opladen, Rüter, bisher in Witten, als Leiter einer Abteilung zum R. A. W. Schwerte und Dr.-Ing. Kollmar, bisher bei der R. B. D. Stettin, zum R. Z. A. in Berlin, sowie die Reichsbahnbaumeister Kaißling, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Opladen, in gleicher Eigenschaft zum R. A. W. Köln-Nippes, und Wiens, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Schwerte, in gleicher Eigenschaft zum R. A. W. Dortmund.

Gestorben: die Reichbahnamtmänner Lübben, Betriebskontrolleur bei der R. B. D. Oldenburg, und Benzler, Vorstand des Personalbureaus der R. B. D. Oldenburg.

Bayern. In etatsmäßiger Weise ist der mit dem Titel und Rang eines Oberregierungsbaurats ausgestattete Oberbauamtmann und Vorstand des Straßen- und Flußbauamts Amberg, Karl v. Moro, zum Oberregierungsrat bei der Regierung der Pfalz befördert worden.

In etatsmäßiger Weise sind in gleicher Diensteigenschaft berufen der Bauamtmann des Straßen- und Flußbauamts Weilheim, Hermann Kupfer, an das Straßen- und Flußbauamt Schweinfurt und der Bauamtmann des Straßen- und Flußbauamts Bamberg, Friedrich Hohenner, an das Straßen- und Flußbauamt Weilheim.

Preußen. Der Oberregierungs- und -baurat (W.) Dr.-Ing. Wilhelm Schmidt in Münster i. W. ist zum Wasserbaudirektor bei der Wasserbaudirektion in Königsberg i. Pr. ernannt worden.

Der Regierungsbaurat (W.) Maaske in Braunschweig ist zum Vorstand des Kanalbauamts daselbst ernannt worden.

Die Regierungsbaumeister (W.) Joseph Sprotte in Papenburg (Neubauamt Meppen), Sylvius Vogt in Neukuhren (Hafenbauamt Pillau) und Hans Jung in Wenden (Kanalbauamt Braunschweig) sind zu Regierungsbauräten ernannt und als solche planmäßig angestellt worden.

Württemberg. Die außerordentliche Professur für Baukonstruktionen und Hochbaukunde für Bauingenieure an der Abteilung für Bauingenieurwesen der Technischen Hochschule Stuttgart ist dem Oberbaurat Rudolf Lempp in Essingen übertragen und ihm für seine Person die Rechte eines ordentlichen Professors verliehen worden.

INHALT: Der Oderdurchstich bei Reinberg. — Die Wasserkraftanlage „Dnjeprostroi" mit besonderer Berücksichtigung der Zerkleinerungs- und Mischanlagen. — Kombiniertes Brücken- und Zylinderwehr. — Die Entwicklung der Messung dynamischer Wirkungen bei Brücken. — Schleusen ohne Wasserverbrauch. — Vermischtes: Ministerial-Erlaß betr. Standfestigkeit für fliegende Bauten. — Technische Hochschule Darmstadt. — Tagung des Asphalt-Ausschusses der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau (Stufa). — Ausgleichbehälter für die Wasserversorgung in Cincinnati. — Tagung der Hafenbautechnischen Gesellschaft in Dresden am 10. und 11. Mai. — Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

7. Jahrgang | BERLIN, 28. Juni 1929 | Heft 28

Alle Rechte vorbehalten.

Wälzwehr mit veränderlichem Stau.

Von Zivilingenieur **Karl Schön**, Würzburg.

In neuerer Zeit macht sich bei der Kanalisierung und Kraftausnutzung unserer schiffbaren Flüsse immer mehr das Bestreben bemerkbar, möglichst wenige Stauanlagen mit entsprechend großem Gefällunterschied vorzusehen und den einzelnen Wehröffnungen mit Rücksicht auf die Hochwasser- und Eisabführung und die Durchführung der Schiffahrt bei hohen Wasserständen durch die Wehröffnungen große lichte Weiten zu geben.

Für die Überspannung der geforderten 1. Weite von 35 bis 40 m, neuerdings bei Dörverden sogar 54,0 m, hat sich das Walzenwehr als am geeignetsten erwiesen. Auf Grund seiner kräftigen Bauart und sonstigen bekannten Vorzüge wurde ihm beispielsweise beim Ausbau des Main und Neckar in den weitaus meisten Fällen der Vorzug vor anderen Wehrsystemen gegeben.

Während man sich früher mit normalen Hubwalzen begnügte, wird seit einigen Jahren fast stets verlangt, daß diese zur Regelung des Wasserstandes und Abführung des Treibeises 1,0 bis 1,5 m abgesenkt werden können. Diese Forderung hat zum Bau der bekannten Versenkwalze geführt. Gegenüber der normalen Hubwalze hat sich an der einfachen kräftigen Ausbildung des Verschlußkörpers, der Wälzbahnen und des einseitigen Antriebes nichts oder nur wenig geändert. Die Vorzüge dieser Teile kommen also auch der Versenkwalze restlos zugute.

Dies kann leider nicht auch von der Sohlen- und Seitendichtung gesagt werden.

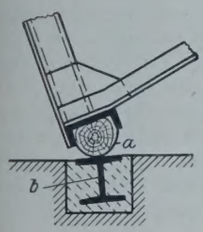


Abb. 1.

Abb. 3.

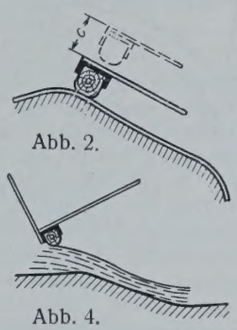


Abb. 2.

Abb. 4.

Während bei der Sohlendichtung der normalen Hubwalze (Abb. 1) der Sohlendichtungsbalken *a* auch bei der größten Durchbiegung des Verschlußkörpers, die bei den geforderten großen Spannweiten 7 cm und mehr betragen können, durch Wasserdruck und Eigengewicht des Verschlußkörpers in der Staulage kräftig auf die geneigte feste Wehrschwelle *b* gepreßt und so eine gute Dichtung erzielt wird, wird bei der Versenkwalze (s. Abb. 2) der Dichtungsbalken *a* um das Maß *c* der Durchbiegung von der Sohlenbewehrung abgehoben. Es dürfte sehr schwer sein, Durchbiegungen von 7 cm und mehr durch Anpressen des Dichtungsbalkens *a* mittels Wasser- oder auch Federdruckes auszugleichen und eine einwandfreie Dichtung zu erzielen.

Die Seitendichtungen der Versenkwalzen durchschneiden die Wehrsohle. Infolge der Längenänderung des Verschlußkörpers bei Temperaturunterschieden ist es auch hier sehr schwer, die beiden in Flußrichtung verlaufenden Schlitze in der Wehrsohle einwandfrei abzudichten.

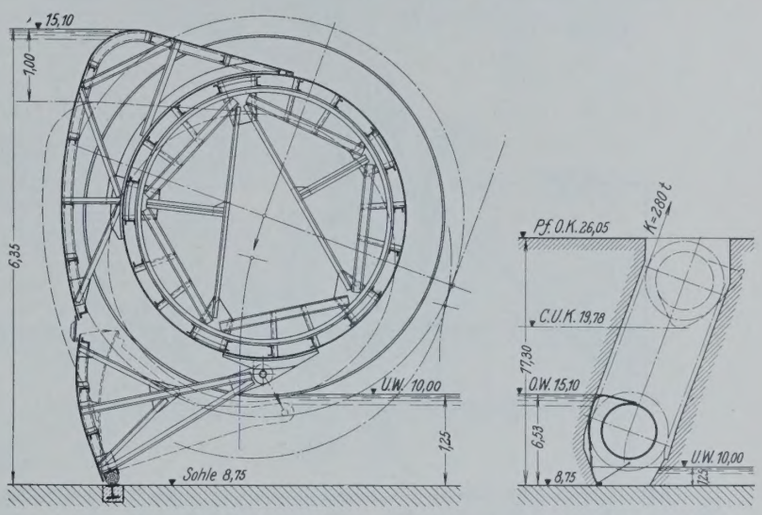


Abb. 5. Zu Abb. 5.

Die kräftige Ausbildung des Walzenschnabels, der beim Heben der Walze aus der Staulage durch Eisstöße usw. am stärksten beansprucht wird, ist bei der Versenkwalze nicht mehr möglich, da gerade an der gefährdetsten Stelle die empfindliche Sohlendichtung eingebaut werden muß.

Ein weiterer Nachteil der Versenkwalze ist der erforderliche Einschnitt der Versenkkammer in die Wehrsohle (s. Abb. 3). Auf die fast senkrechte oberwasserseitige Wand der Versenkkammer wird von dem Durchflußstrahl eine starke Saugwirkung *s* (Unterdruck) ausgeübt, die eine unerwünschte starke Beanspruchung der Wehrsohle hervorruft. Wenn bei großen Stauhöhen ein Sturzbecken erwünscht ist, so kann bei der normalen Walze der Sohlenübergang ohne weiteres so gekrümmt werden, daß eine Saugwirkung nicht auftreten kann (s. Abb. 4). Das von Fried. Krupp Grusonwerk A.-G. gemeinsam mit dem Unterzeichneten zum Patent

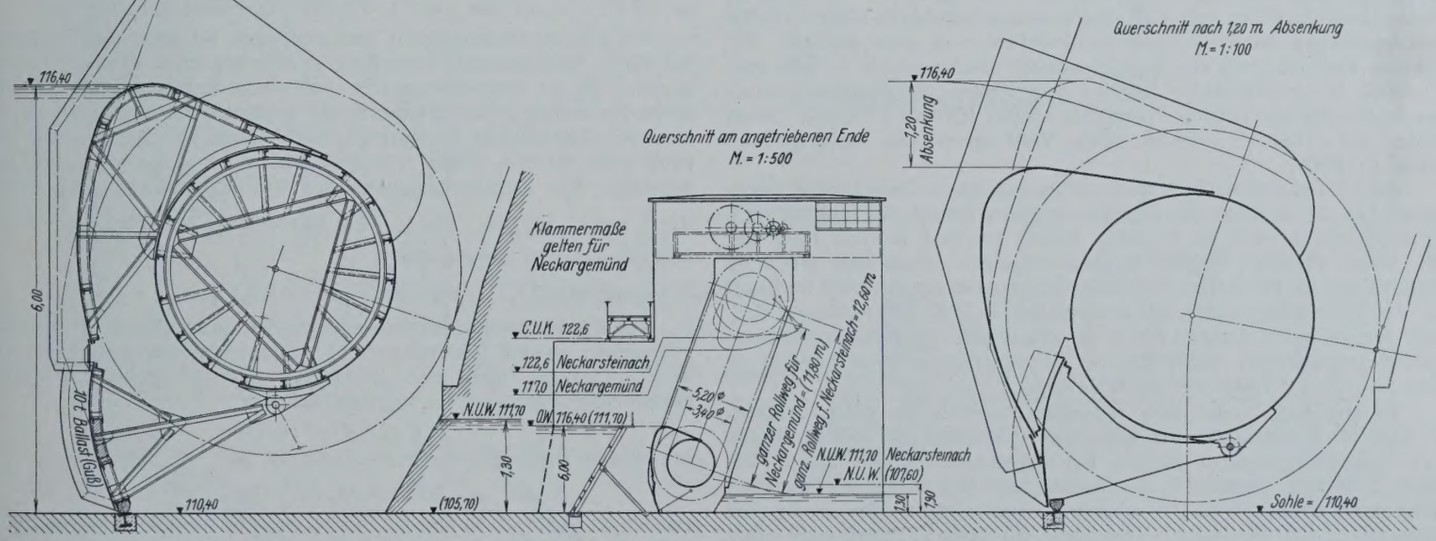
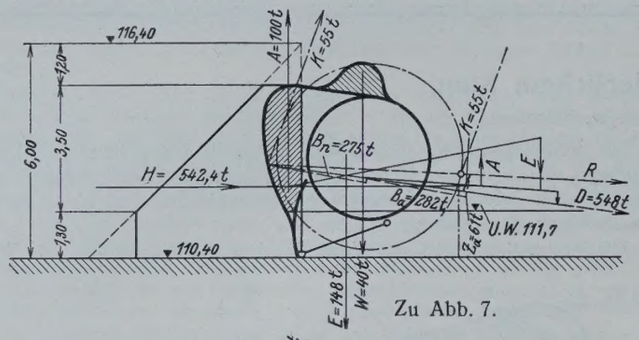


Abb. 6.

angemeldete „Wälzwehr mit veränderlichem Stau“ wird allen gestellten Forderungen gerecht und vermeidet trotz seiner Absenkmöglichkeit die vorgenannten Nachteile der Versenkwalze, während es die Vorzüge der normalen Walze beibehält.



Zu Abb. 7.

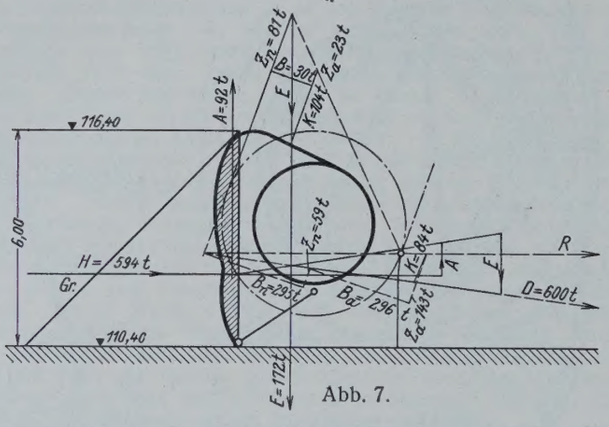


Abb. 7.

Abb. 5 zeigt eine Bauart des Wälzwehrs mit veränderlichem Stau für 54,0 m l. W. und 6,35 m Stau bei 1,0 m Absenkmöglichkeit, Abb. 6 eine solche von 33,0 m l. W. und 6,0 m Stau bei 1,2 m Absenkmöglichkeit, Abb. 7 zwei typische Kräfteermittlungen für letztere.

Die Bauart des neuen Wehres ist ohne weiteres aus den Querschnitten Abb. 5 u. 6 zu ersehen. Das Wehr besteht aus einem als normale Walze ausgebildeten Oberteil, an den das Unterteil (Walzenschnabel) gelenkartig angehängt ist. Die Lage der alle 2 bis 2,5 m angeordneten Gelenke ist so gewählt, daß sich die Kreisbogen, die die Gelenke bei der Absenkung des Oberteils in den Unterteil beschreiben, mit ihren Zykloidenbahnen, die sie infolge des Abwälzens in der Verzahnung der Walzenrollbahnen zurücklegen, genau decken. Hierdurch wird erreicht, daß der Sohlendichtungsbalken beim Absenken seine Lage unverändert beibehält, also keine schädlichen Rutschbewegungen entstehen.

Die als Schleifdichtung ausgebildete Längsdichtung zwischen Oberteil und Unterteil liegt in der neutralen Wasserzone und kann weder beim Heben der Verschlußkörper von dem unten durchschießenden Wasserstrahl noch beim Absenken von dem überschießenden Wasser durch Stöße von großen Treibkörpern gefährdet werden (Abb. 8).

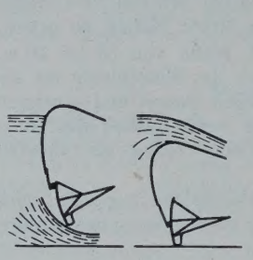


Abb. 8.

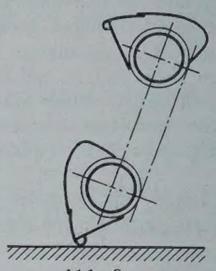


Abb. 9.

Infolge der schon beschriebenen Wahl der Gelenkpunktlagen bleibt die Längsdichtung während der Absenkung des Oberteils in den Unterteil in jedem Punkte der Bewegung gewahrt.

Beim Heben der Verschlußkörper über die Staulage wird das Unterteil von dem Oberteil mitgenommen. Um beim Heben über Hochwasser ein Überkippen des Unterteils zu vermeiden, wird dieses während der Hubbewegung mit dem Oberteil durch ein Verriegelungsgestänge selbsttätig verriegelt und bei der Senkbewegung wieder entriegelt (Abb. 9).

Es ist auch die Möglichkeit gegeben, in abgesenkter Lage das Unterteil mit dem Oberteil zu verriegeln und den Verschlußkörper in zusammengeschobenem Zustande aus der abgesenkten Stellung über Hochwasser zu heben. Diese Möglichkeit kann dann von Vorteil sein, wenn bei schnell anlaufendem Hochwasser eine Ueberschreitung des Stauzieles bezw. großer Stauschaden befürchtet werden muß.

Wie aus den Kräfteermittlungen Abb. 7 ersichtlich, läßt sich die Bauart des neuen Wehres in gleicher Weise wie bei der normalen Walze den günstigsten hydrostatischen und dynamischen Verhältnissen anpassen.

Die Verwendbarkeit der „Topographischen Grundkarte 1 : 5000“ für Ingenieurentwürfe.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaurat Dr.-Ing. **Walther**, Karlsruhe.

I.

Seit dem Ende des letzten Jahrhunderts hat man die Schaffung einer topographischen Karte größeren Maßstabes erwogen, da die z. B. in Deutschland und vielen anderen Kulturländern gebräuchliche Karte 1 : 25000 den Ansprüchen der Wissenschaft und Industrie nicht mehr genügte. Die Schweiz beschloß 1910 eine topographische Grundbuchkarte 1 : 5000 oder 1 : 10000, je nach Gelände. England ging 1890 an die Ausführung topographischer Karten 1 : 5000, Frankreich ebenso 1897 an 1 : 10000. Norditalien und Österreich erwogen in der Vorkriegszeit eine topographische Karte 1 : 10000.

Auch in Deutschland hielt man eine topographische Grundkarte größeren Maßstabes, die zugleich alle Eigentumsgrenzen enthält, für unentbehrlich. In Württemberg wurde in den 90er Jahren von Prof. Dr. von Hammer die Württ. Flurkarte 1 : 2500 ins Leben gerufen. Nach dem Weltkrieg einigten sich die Fachkreise Deutschlands, zusammengeschlossen im Beirat für das Vermessungswesen, auf den Maßstab 1 : 5000, und in diesem Maßstab wird nun seit einigen Jahren in den meisten Ländern Deutschlands eine Wirtschaftskarte bearbeitet, die „Topographische Grundkarte des deutschen Reiches“ genannt wird.

Es soll nachstehend kurz untersucht werden, ob dieser Maßstab 1 : 5000 für Ingenieurentwürfe allgemein verwendbar ist und die bisher bei Entwurfaufstellungen nötigen Feldaufnahmen ersetzen kann. Die Karte 1 : 5000 ist zunächst in der Gauß-Krügerschen konformen Projektion dargestellt, und zwar auf so schmalen Meridianstreifen des Besselschen Ellipsoides, daß die lineare Verzerrung das Maß 1 : 10000 nicht überschreitet. Sie ist also in den kleinsten Teilen winkeltreu, und da für die praktische Anwendung die lineare Verzerrung gleich Null gesetzt werden kann, ist sie praktisch auch längen- und flächentreu, so daß aus der Kartenprojektion keine Fehler entstehen. Abgreifbar ist $^1/_{10}$ mm in der Lage, d. i. 0,5 m in der Natur. Infolge der bei der Kartenherstellung auftretenden Fehler wird die Punktgenauigkeit jedoch wesentlich geringer sein. Um die Größe der Situationsfehler zu ermitteln, wurde die relative Lage von 50 Punkten der Karte 1 : 5000 mittels eines Koordinatographen bestimmt. Nach Berücksichtigung des Papiereinganges ergab sich ein mittlerer Lagefehler von $m_p = \pm 0{,}3$ mm $= \pm 1{,}5$ m.

Die Entfernung zwischen irgend zwei der Karte entommenen Punkten wird demnach mit einem mittleren Fehler von $m_L = \pm m_p \sqrt{2}$, das ist $0{,}3\sqrt{2} = \pm 0{,}4$ mm oder $\pm$ 2,0 m in der Natur behaftet sein.

Mit gleicher Ungenauigkeit wird man auch bei einer unmittelbar aus der Karte entnommenen Entfernung e zwischen zwei Punkten rechnen müssen. Es sei beispielsweise der theoretische Fehler für einen Straßenentwurf ermittelt. Man greift auf der geplanten Straßenachse mit bestimmter Zirkelöffnung die künftige Straßenlänge ab. Anfang- und Endpunkt sind mit dem obigen Situationsfehler $m_p = \pm 0{,}3$ mm ($= \pm 1{,}5$ m) behaftet. Die Zirkelöffnung hat nur den eigentlichen Abgreiffehler $\pm \frac{1}{10}$ mm $= \pm 0{,}5$ m. Für je 1 km Straßenlänge wird bei Abgreifen in beispielsweise 20 Teilstrecken

$$m_L = \pm \sqrt{1{,}5^2 + 20 \cdot 0{,}5^2 + 1{,}5^2} = \pm 3{,}1 \text{ m, d. i. } = 0{,}31\,\%.$$

Für den Kostenanschlag müssen weiterhin auch Flächen aus der Karte entnommen werden (Geländeerwerb). Hier treten folgende Fehler auf: ist $F = e_1 \cdot e_2$ die Fläche eines Rechteckes und sind e_1 und e_2 der Karte entnommene Entfernungen, so ergibt sich aus

$$dF = e_1\, de_2 + e_2\, de_1$$

der mittlere Flächenfehler, da $de_1 = de_2$ ist, zu

$$m_F = \pm m_e \sqrt{e_1^2 + e_2^2}.$$

Handelt es sich z. B. darum, die Fläche eines Geländestreifens von 200 m Länge und 10 m Breite zu berechnen, so wird, wenn $m = \pm 0{,}5$ m den Abgreiffehler bedeutet,

$$m_{F_0} = 0{,}5\sqrt{200^2 + 10^2} = 100 \text{ m}^2$$

bei einer Fläche von 2000 m². Für eine Summe von fünf gleichen Teillächen, die unabhängig bestimmt sind, wächst der mittlere Flächenfehler auf

$$m_F = m_{F_0}\sqrt{5} = 224 \text{ m}^2,$$

das sind rd. 2,2 % der Gesamtfläche. (Hierbei sind die sehr kleinen Fehler der Ungenauigkeit des Anfang- und Endpunktes der Trasse unberücksichtigt gelassen.)

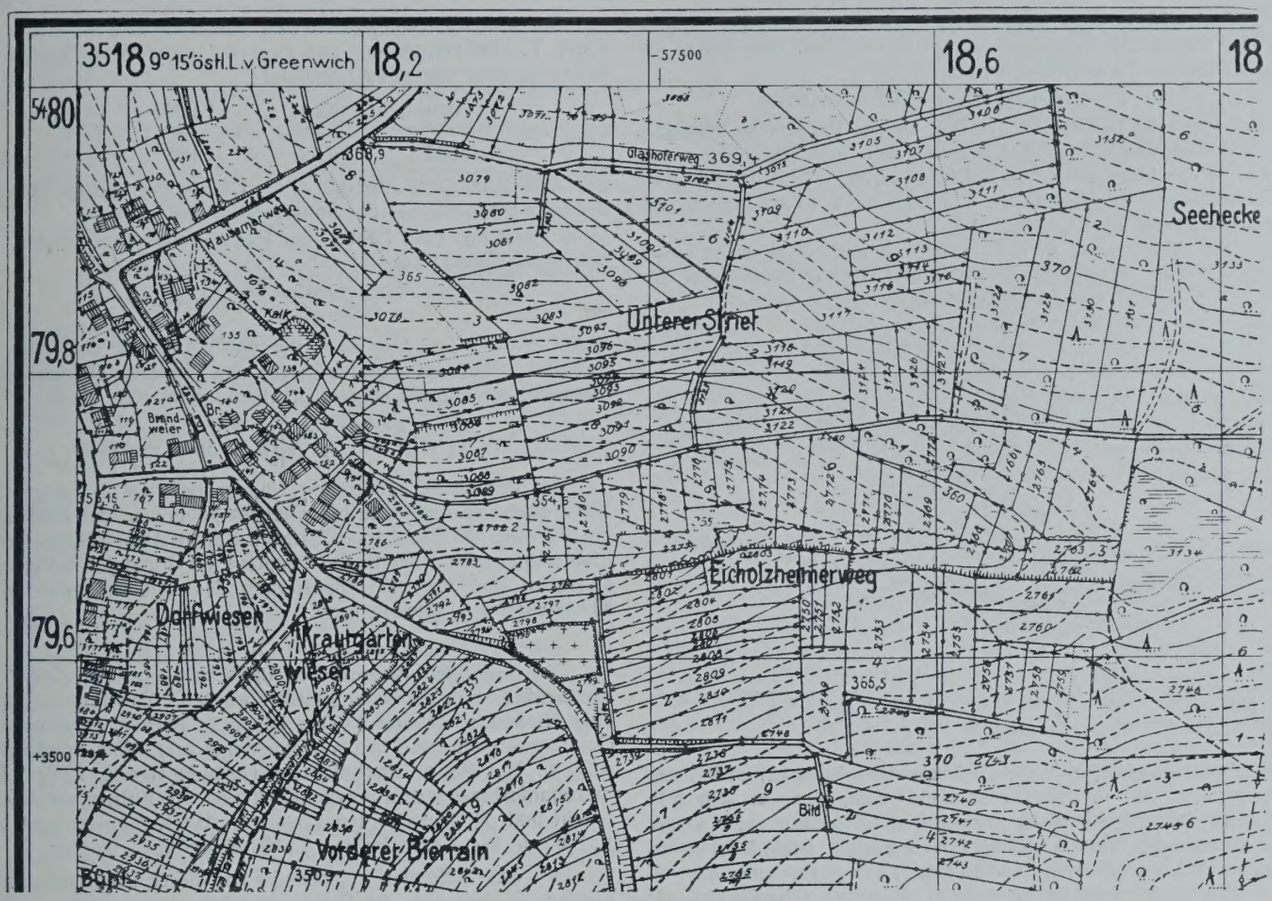


Abb. 1. Topographische Grundkarte 1 : 5000 des Deutschen Reiches.

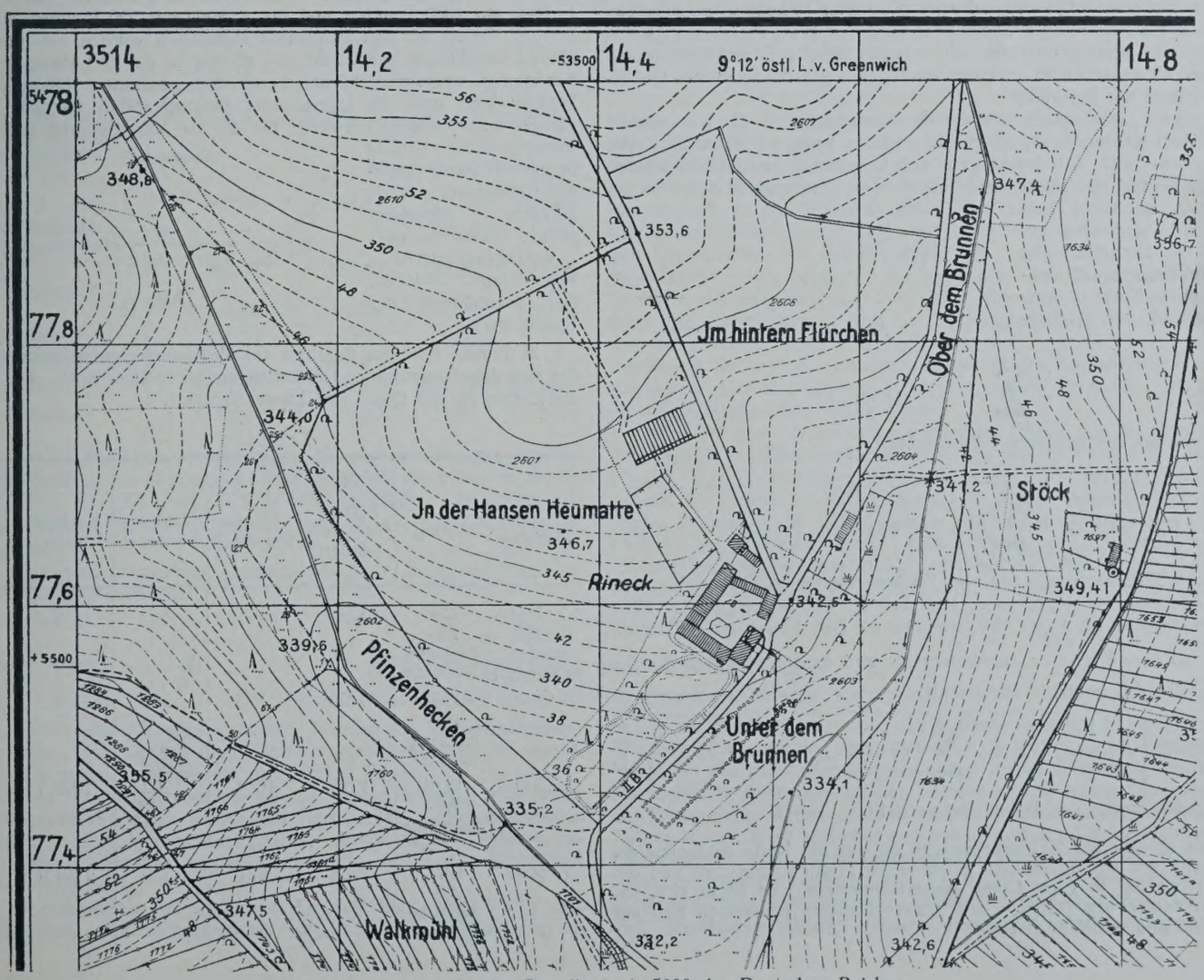


Abb. 2. Topographische Grundkarte 1 : 5000 des Deutschen Reiches.

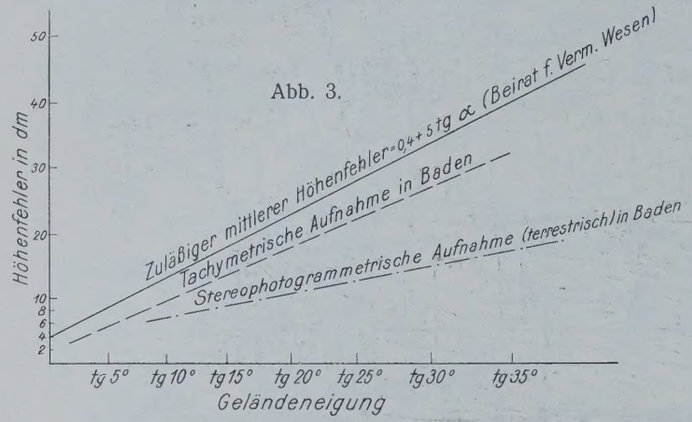
Bezüglich der Höhenungenauigkeit ist als zulässiger mittlerer Fehler für Entnahme irgend eines Punktes aus der Kurvenkarte vom Beirat für das Vermessungswesen angegeben worden:

$$m_h = \pm (0{,}4 + 5 \operatorname{tg} \alpha)\, m, \text{ wobei } \alpha \text{ Geländeneigung.}$$

Dieser Höhenfehler ist bei der Tachymetrie in der Hauptsache abhängig von der Güte und Verdichtung der Nivellements- und Tachymeternetze und der Dichte der tachymetrischen Aufnahmepunkte. In Baden hat man je nach einfacheren oder gegliederten Geländeformen zwischen 450 und 650 Aufnahmepunkten für 1 km² gewählt.

Bei der Photogrammetrie ist die Genauigkeit der Höhenkurven außer von der Güte obiger Netze noch abhängig vom Basisverhältnis und insbesondere von der Güte des Auswertegerätes.

Abb. 3.



Die absolute Höhenungenauigkeit bei Entnahme irgend eines Punktes aus der Karte wird voll in Betracht zu ziehen sein, wenn es sich z. B. handelt um die Höhenbestimmung der beiden Endpunkte einer Trasse (Wasserversorgung oder Wasserkraftprojekt und dergl.). Nicht jedoch wird der Höhenfehler bei benachbarten Punkten sich voll auswirken, also z. B. bei Abwicklung einer Straßenachse mit bestimmter Steigung auf der Kurvenkarte oder bei Entnahme von Querprofilen aus der Karte. Nivelliert man z. B. quer zu den aus Tachymeterpunkten konstruierten Höhenkurven, so zeigen sich in dem aus der Karte entnommenen Gefälle mittlere Fehler von 0,2 %[1]), da eben eine fehlerhafte Höhenkurvenbestimmung sich nicht nur örtlich auf einen einzelnen Punkt auswirkt, sondern das ganze benachbarte Höhenkurvengebiet mit beeinflußt.

Von der Genauigkeit, mit der die Straßenachse in die Kurvenkarte abgewickelt werden kann, hängt die geplante Lage der Straße ab. Die Höhengenauigkeit, mit der Längen- und Querprofile entnommen werden können, berührt die Massenberechnung. Die Genauigkeit der letzteren soll kurz untersucht werden. Wir betrachten zunächst die Entnahme von Querprofilen aus der topographischen Karte. Ausgehend von der Flächenformel

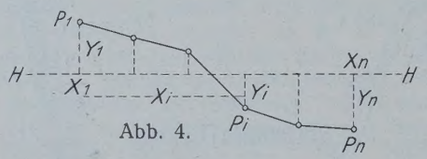


Abb. 4.

$$F = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^{i=n-1} (y_i + y_{i+1})\,(x_{i+1} - x_i)$$

ergibt sich für den mittleren Flächenfehler

$$m_F = \pm \frac{1}{2} \sqrt{(x_2 - x_1)^2 m_{y_1}^2 + \sum_{i=2}^{i=n-1} \left\{ (x_{i+1} - x_{i-1})^2 m_{y_i} \right\} + (x_n - x_{n-1})^2 m_{y_n}^2}$$

Unter der Voraussetzung, daß die Flächen sämtlicher Querprofile und deren Abstände gleichgroß sind, und daß die Geländeneigung in allen Punkten dieselbe ist, ergibt sich, wenn für die Berechnung der Teilmassen die Formel $M = \frac{F + F'}{2} \cdot s_0$ zugrundegelegt wird, der mittlere Massenfehler als Funktion des mittleren Höhenfehlers

$$m_M = s_0\, m_{y_0} \sqrt{\frac{r}{8} \left[(x_2 - x_1)^2 + \sum_{i=2}^{i=n-1} \left\{ (x_{i+1} - x_{i-1})^2 \right\} + (x_n - x_{n-1})^2 \right]},$$

wobei r die Anzahl der Teilmassen vorstellt.

[1]) Es wurden aus 20 Prüfungszügen die aus der Karte entnommenen Querprofile mit den nivellitisch gewonnenen Profilen verglichen und die Unterschiede auf je 1 km Länge zusammengestellt. Es ergab sich ein mittlerer Fehler von 0,20 %. Die Untersuchungen erstreckten sich auf Hügelland und mittleres Gebirge.

Der Vergleich von Massen aus Naturaufnahmen mit solchen aus der Karte 1 : 5000 ermittelten, und zwar bei einer Geländeneigung von 7°, führte zu dem folgenden Ergebnis:

Natur	Karte	Fehler	Prozent
m³	m³	m³	
5322	5785	**463**	8 %

Der durchschnittliche Abstand s_0 der Querprofile betrug 20 m, die Anzahl der Teilmassen $r = 58$, der mittlere Höhenfehler $m_{y_0} = \pm 0{,}6$ m. Da für jedes Profil nur zwei Punkte der Karte entnommen wurden, vereinfacht sich obige Formel auf

$$m_{M_0} = \pm \frac{m_{y_0}\, s_0}{2} \sqrt{\triangle x^2\, r},$$

wobei $\triangle x = x_n - x_1 = 9{,}8$ m die mittlere Breite der Querprofilflächen bedeutet. Hiernach ergibt sich für den mittleren Massenfehler in guter Übereinstimmung mit obigem praktisch ermittelten Werte

$$m'_M = \frac{0{,}6 \cdot 20}{2} \sqrt{9{,}8^2 \cdot 58} = \pm 448 \text{ m}^3.$$

Die vorstehend ermittelten Ungenauigkeiten in Länge, Fläche und Masse sind innerhalb derartiger Grenzen geblieben, daß man ohne weiteres die Entwürfe von Eisenbahnen, Straßen, Kanalisationen, Wasserversorgungen, Flußbauten, auch generelle Ortsbaupläne auf Grund der betrachteten Karten aufstellen und die zur Finanzierung des Unternehmens erforderlichen Kostenanschläge ableiten kann.

II.

Die bisherigen theoretischen Betrachtungen sollen durch praktische Vermessungen in der Natur gestützt werden. Es wurde zu diesem Zweck eine Straßenstrecke von 1100 m Länge in flachem Hügelgelände mittels Gefällmesseraufnahme in der Natur abgesteckt. Die Straßensteigung betrug 2½ %, die durchschnittliche Geländeneigung 12 %. Die Gefällmesseraufnahme wurde polygonisiert und nivellitisch mit einem Längenschnitt und 59 Querschnitten versehen. Die Ergebnisse sind in der Lage 1 : 1000, in den Querschnitten 1 : 100 aufgetragen worden.

Es wurde außerdem, unabhängig von diesen Unterlagen, der Geländestreifen, in dem sich die Straße abwickelt, tachymetrisch aufgenommen, und zwar für den Maßstab 1 : 1000 mit 1500 Punkten auf 1 km², für 1 : 2000 mit 1000 Punkten und für 1 : 5000 mit 500 Punkten auf 1 km². In drei Karten mit den genannten Maßstäben wurden nun die Höhenkurven unabhängig konstruiert und sodann in die drei Pläne der gleiche Straßenzug einprojektiert, wobei aus den genannten Höhenplänen der Längenschnitt und die Querschnitte herausgegriffen wurden. So entstanden 4 unabhängige Entwürfe, für die die Massengleiche an Hand von Massenprofilen einzeln hergestellt wurde (kleinster Halbmesser = 30 m, kürzeste Zwischengerade zwischen zwei entgegengesetzten Kreisbogen = 10 m). Das Normalprofil der Straße war:

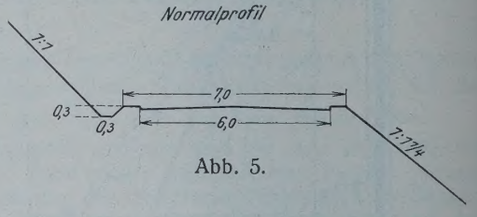


Abb. 5.

In Tabelle I ist das Ergebnis der Massenberechnung eingetragen mit den sich dabei ergebenden Gesamtlängen der Straße. Spalte 4 u. 5 zeigen die Erdmassen für Quer- und Längentransport.

Tabelle I.

1	2	3	4	5	6	7
Maßstab	Abtrag m³	Auftrag (10 % vermindert) m³	Quertransport m³	Längstransport m³	Straßenlänge m	Durchschnittl. Lagefehler m
1 : 1000 (Gefällmesseraufnahme)	1298 Ablagerung = 14 m³	1284	929	369	1102,5	0
1 : 1000	1264 Ablagerung = 4 m³	1260	993	271	1101,7	1,6
1 : 2000	1216 Ablagerung = 1 m³	1215	1014	202	1099,5	1,9
1 : 5000	1271 Ablagerung = 4 m³	1268	921	350	1101,0	2,6

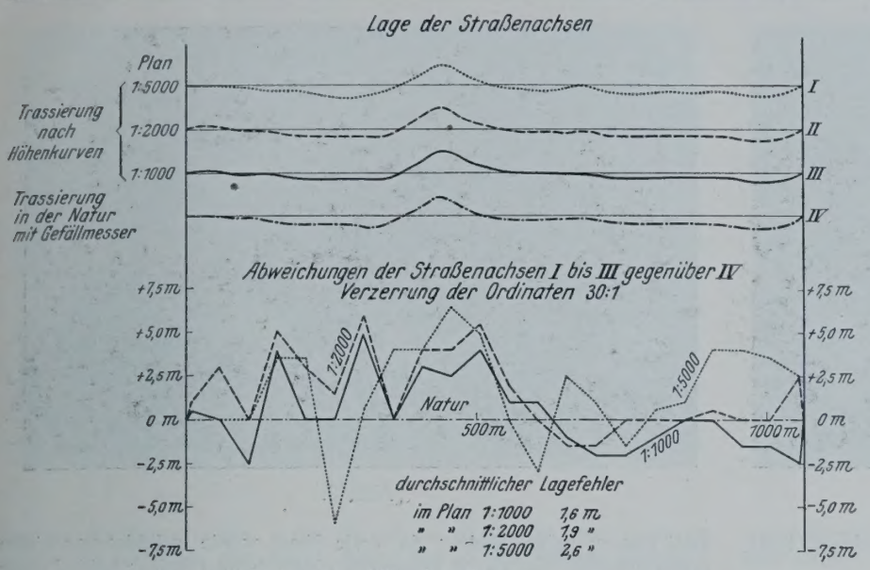


Abb. 6 u. 6a.

In den vier unabhängigen Entwürfen schlängelt sich entsprechend den Massengleichen die Straßenachse in etwas abweichenden Formen. In Abb. 6 ist die Straßenachse der vier Entwürfe dargestellt, und die Lageabweichung der drei Höhenkurvenentwürfe gegenüber dem Gefällmesserentwurf ist in Abb. 6a aufgetragen. Die durchschnittliche Abweichung ist ferner in Tabelle I Spalte 7 angegeben.

Bei diesen Untersuchungen wurde die in der Natur polygonisierte Gefällmesseraufnahme als frei von groben Fehlern angenommen.

Aus der Tabelle I wurde nun ein Kostenanschlag für die Erdmassenbewegung aufgestellt mit 8 R.-M. Tagelohnsatz. Es ergab sich hierbei die Tabelle II.

Tabelle II.

	1	2	3	4
	Gefällmesseraufnahme 1 : 1000	1 : 1000	1 : 2000	1 : 5000
Ausgleich im Profil: Lösen und doppelter Schaufelwurf für 1 m³ = 1,50 R.-M.	1393,50	1489,50	1521,00	1381,50
Lösen und Laden: Längstransport für 1 m³ = 1,20 R.-M.	442,80	325,20	242,40	420,00
Längstransport T	297,02	185,80	136,94	193,68
Längstransport B	30,92	56,23	38,14	83,46
Ablagerung für 1 m³ = 0,80 R.-M.	11,20	3,20	0,80	3,20
Gesamtkosten	2175,44	2059,93	1939,28	2081,84
$\triangle k$ in %	0	5,53	11,87	4,35

Die aus 59 Querprofilen ermittelten Zusammenstellungen ergeben überraschenderweise eine ziemliche Gleichwertigkeit der Höhenschichtenpläne 1 : 1000, 1 : 2000 und 1 : 5000 als Unterlagen für Ingenieurentwürfe. Es soll daher im weiteren nur die Karte 1 : 5000 berücksichtigt werden.

Der Kostenanschlag eines Straßenbaues setzt sich aus folgenden sieben Positionen zusammen:

1. Vorbereitung des Baues . . . . . = $k\,L$
2. Geländeerwerb . . . . . = $k\,F$
3. Herstellung des Straßenkörpers
   a) Öffnen der Linie . . . . . = $k\,L$
   b) Erdarbeit . . . . . = $k\,M$
   c) Reinplanie und Nebenanlagen = $k\,L$
4. Fahrbahnherstellung . . . . . = $k\,L$
5. Brücken und Dohlen . . . . . —
6. Sonstiger Aufwand . . . . . = $k\,L$
7. Bauleitung . . . . . = $k\,L$

(wobei die Konstante k bei jeder Position einen bestimmten Wert ausdrückt.) Die meisten Positionen sind proportional der Straßenlänge (= $k\,L$). Eine Position (Nr. 2) ist proportional den Flächen (= $k\,F$) und eine (Nr. 3b) proportional den Massen ($k\,M$).

Die Längenermittlung war, wie Tabelle I Spalte 6 zeigt, innerhalb der theoretischen Grenze geblieben. Letztere war für die Karte 1 : 5000 zu 0,31 % ermittelt worden.

Die Positionen „$k\,L$" sind am Gesamtkostenanschlag mit etwa 70 % beteiligt, so daß diese um 0,2 % ungenau wird.

Der Flächenfehler war in der theoretischen Betrachtung zu 2,2 % und im praktischen Beispiel zu einem ähnlichen Wert ermittelt worden. Der Geländeerwerb wird bei einem Straßenbau außerhalb der Ortschaften etwa 15 % der Gesamtkosten betragen, die somit auf 3 % ungenau werden.

Die Kosten der Massenbewegung waren im praktischen Beispiel zwischen 5 und 10 %, in der theoretischen Untersuchung war die Masse selbst um 8 % ungenau. Die Kosten der Erdbewegung sind bei vorstehendem Beispiel etwa auf 10 %, in steilerem Gelände auf etwa 30 % der Gesamtkosten anzunehmen. Diese werden also zwischen 1 bis 3 % ungenau.

Ähnlich wie beim Straßenbau liegen die Verhältnisse auch beim Eisenbahnbau, während bei anderen Entwürfen wie Kanalisationen, Wasserversorgungen, elektrischen Überlandleitungen u. dergl. überhaupt nur der Längenfehler mit 0,3 % in Betracht kommt.

Es ist damit nachgewiesen, daß für Längen-, Flächen- und Massenermittlungen und somit für alle Ingenieurentwürfe, deren Zweck Aufstellung eines genauen Kostenanschlages zur Finanzierung des Baues ist, die topographische Grundkarte 1 : 5000 durchaus genügt. Die genaue Bauabsteckung aber und die Herstellung von Bauplänen im Maßstabe 1 : 500 bis 1 : 1000 bleiben in keinem Fall erspart, weil sie auch bei den Entwürfen nach Gefällmesseraufnahmen gemacht werden müssen. Bei diesen Bauabsteckungen werden die Unsicherheiten in der Lage der Straßenachse (Abb. 6a und Tabelle I Spalte 7) ausgemerzt.

Es entsteht schließlich die Frage, welche weiteren Ungenauigkeiten sich aus der Verwendung graphischer Profilmaßstäbe zur Ermittlung von Querschnittflächen ergeben unter Umgehung der langwierigen Konstruktion von Querschnitten aus Kurvenplänen. Die gebräuchlichsten Profilmaßstäbe nach Göring gestatten die Ermittlung der Querschnittflächen für Streckenabschnitte, die reine Auf- oder Abtragprofile zeigen, und zwar unter der Voraussetzung, daß die Querschnittflächen durch eine geradlinig verlaufende Geländelinie begrenzt sind. Hierbei treten lediglich Fehler auf, die in der zeichnerischen und in der Ablese-Genauigkeit begründet liegen. Das System an sich ist jedoch, abgesehen von der genannten Voraussetzung, völlig genau.

Die Auf- und Abtragflächen gemischter Profile, wie sie in vorliegendem Falle in der Hauptsache auftreten (vgl. Spalten 4 und 5 der Tabelle I) können dagegen hiermit nicht erfaßt werden. Ein in der Handhabung äußerst übersichtlicher Profilmaßstab, der die gemischten Profile auszuwerten erlaubt, ist im „Bauingenieur" 1929, Heft 7, durch Prof. Dr.-Ing. Amman veröffentlicht worden. Auch in dem Aufsatze „Ein einheitlicher Maßstab zur Erdmassenermittlung", „Bautechnik" 1929, Heft 8, wird diese Frage, und zwar von Prof. Dr.-Ing. Müller, Dresden, behandelt.

Alle Rechte vorbehalten.

Betonzerstörung und ihre Abwehr.

Von Regierungs- und Baurat Dr.-Ing. **Ostendorf**, Münster (Westf.).

Herr Oberbaurat Hermann, derzeit Dirigent der Kanalbaudirektion Essen, pflegte im Gespräch über Zerstörungserscheinungen an Betonbauwerken zu sagen: „Wasser hat n'en spitzen Kopp".

In diesen scherzhaften Worten lag die ernste Mahnung, den Beton für Wasserbauwerke immer wasserdicht herzustellen, damit angreifende Wässer nicht in ihn hineindringen können. Jüngst ist ein Leitwort insbesondere für Wasserbauer geprägt worden, das da lautet: „Dichtigkeit geht über Festigkeit".

Der Grundgedanke, der in diesem Leitwort liegt, ging hervor aus der Beobachtung, daß Betonbauwerke, die nach ihrer Fertigstellung an Festigkeit nichts zu wünschen übrigließen, nach verhältnismäßig kurzer Zeit zermürbt dastanden und dem Verfall überliefert waren, weil agressive Wässer in den nicht wasserdichten Beton hatten eindringen können. Ein klassisches Beispiel einer solchen Betonzerstörung lieferte eine Kaimauer am Rhein-Herne-Kanal, die vor kurzem anläßlich der Erweiterung des Hafens Wanne-West abgebrochen werden mußte. Auf Veranlassung des Direktors der Hafenbetriebsgesellschaft, Regierungsbaurat Wehrspan, haben berufene Fachmänner, u. a. Dr. Biehl, Leiter des Wickinginstituts für Zement- und Betonforschung, wissenschaftliche Gutachten über diesen Fall der Betonzerstörung erstattet, aus denen Lehren gezogen werden

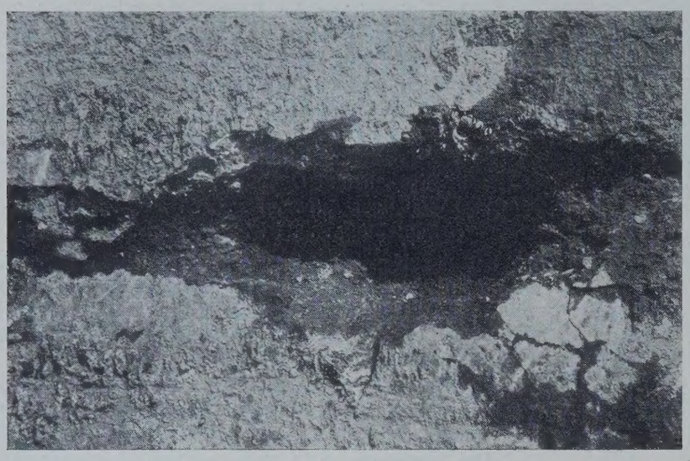


Abb. 2.

Abb. 3.

können, die so ernst und mahnend sind, daß ich es für geboten halte, den Fall zur allgemeinen Kenntnis zu bringen.

Es handelt sich um eine etwa 100 m lange Winkelstützmauer aus Eisenbeton von 8 m Höhe, 4,50 m Fußplattenbreite mit starken Rippen und reichlichen Eiseneinlagen; die Mauer war statisch einwandfrei konstruiert. Der Stampfbeton hatte das Mischungsverhältnis: 1 R.-T. Drehofenzement, 0,5 R.-T. Traß und 8 R.-T. Kiessand. Kies und Sand waren nicht getrennt zugesetzt worden, sondern so, wie der Kiessand im Rhein gebaggert worden war. An der Hafenseite hatte man die Mauer mit einem Glattstrich versehen. Die Rückflächen hatten einen Putz im Mischungsverhältnis 1 R.-T. Zement: 2 R.-T. Rheinsand erhalten, und überdies wurde der Putz noch mit einem Anstrich aus Goudron überzogen. Das Grundwasser hinter der Kaimauer stand rd. 0,30 m höher als das Hafenwasser, so daß also ein ständiger Überdruck von der Rückseite der Mauer nach der Vorderseite vorhanden war. Nach der chemischen Untersuchung von Dr. Bach enthielt das Grundwasser reichliche Mengen an SO_3; er stellte 300 bis 400 mg SO_3 in 1 l Wasser fest. Die Untersuchung der Bodenproben ergab, daß in der Hinterfüllung Nester aus Moorboden vorhanden waren, und daß in der weiteren Umgebung der Boden mit Moorschichten durchzogen war. Diese Moorschichten waren reich au Sulfaten. Beachtlich war der Umstand, daß das Grundwasser diese Bodenschichten in der Richtung auf die Mauer zu durchfloß, so daß also das Grundwasser auf seinem Wege immer neue Sulfatverbindungen aus dem Boden auflöste, und immer neue Mengen von schwefelsauren Salzen an die Mauer herangebracht wurden. Wie stark nun trotz Putz und Goudronanstrich die Betonzerstörungen an dieser Mauer gewesen sind, das wird bewiesen durch die Tatsache, daß der Beton mit dem Löffelbagger abgeräumt werden konnte. Wo der Löffel in den Beton eingeschnitten hatte, da waren die Schnittflächen so glatt und speckig, als hätte der Bagger durch weichen Ton geschnitten. Mit einem Stab konnte man die Mauer von vorn bis hinten durchstechen. In der Ansichtsfläche der Mauer waren tief eingefressene Löcher, sie waren so groß, daß man sie nach Quadratmetern aufmessen konnte. Die Eiseneinlagen waren stark verrostet und ohne jede Haftfestigkeit am Beton. Abb. 1 zeigt einen etwa 20 m langen Abschnitt der Mauer: Der schwarze, wagerechte Streifen deutet die Höhe des schwankenden Hafenwasserstandes an; die schwarzen Flecken darunter sind die tiefen, großen Löcher in der Vorderfläche der Mauer, und die vielen wagerechten schwarzen Striche sind die Zerstörungen in den Stampffugen. Abb. 2 u. 3 veranschaulichen den Umfang der Betonzerstörung im einzelnen. Von besonderem Interesse sind Abb. 4 u. 5, Aufnahmen von der Rückseite der Mauer. Man sieht hier, daß die Putzschicht eine sehr große Anzahl von starken Rissen erhalten hat; der erstrebte wasserdichte Abschluß des Kernmauerwerks durch den Zementputz 1:2 ist also nicht erzielt worden; auch der Goudronanstrich hat sich auf die Dauer als unwirksam erwiesen.

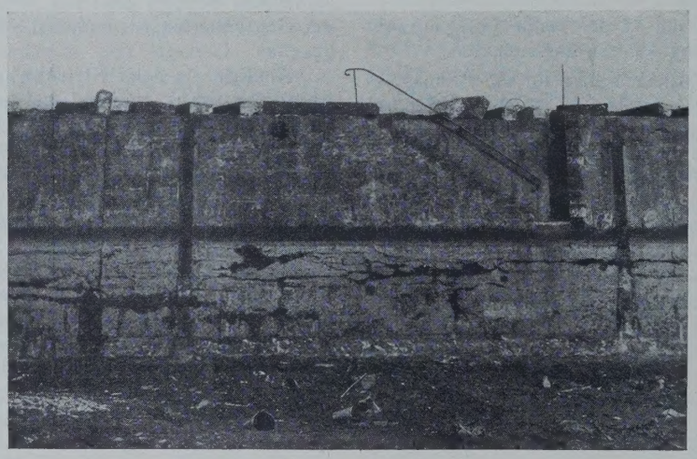


Abb. 1.

Um die Ursache der Betonzerstörung festzustellen, hat Dr. Biehl zunächst die Durchschnittsanalyse des gesund gebliebenen Betons der Mauer ermittelt. Bei dem angegriffenen Beton konnte man in der Hauptsache zwei Phasen unterscheiden; die erste Phase wurde gebildet von einem grauweißlichen, die zweite Phase von einem gelben Beton; beide Phasen hatten naturgemäß ihre Übergänge. Durch den Vergleich der Analysen dieser beiden Phasen mit der Durchnittsanalyse des gesunden Betons konnte man die richtigen Schlüsse ziehen auf die Ursache der Betonzerstörung. Der grauweißliche Beton zeigte gegenüber dem gesunden Beton einen bedeutend höheren Gehalt an SO_3; dagegen war der Gehalt an Kieselsäure SiO_2 und Tonerde Al_2O_3 zurückgegangen. Kieselsäure und Tonerde waren es, die in ihrer Verbundenheit mit Kalk, CaO, dem gesunden Beton Zusammenhalt und Festigkeit verliehen hatten. Durch Schwefelsäure war also die Verbindung Kalk, Kieselsäure und Tonerde zerstört worden; an ihrer Stelle hatte sich eine Verbindung aus Schwefelsäure, Kalk und Aluminiumoxyd, das Kalziumsulfoaluminat (Zementbazillus) gebildet. Diese Verbindung entstand in Form von Kristallen in den Hohlräumen des Betons, und zwar unter starker Volumenvermehrung infolge der reichlichen Wasseraufnahme bei der Kristallisation. Durch den immer zunehmenden Druck der wachsenden Kristalle (Kristallisationsdruck) wurde der Beton in allen Poren aufgesprengt, und so bildeten sich nach und nach immer mehr Risse und Sprünge. Dem nachdrängenden, agressiven Grundwasser wurde immer mehr Spielraum gegeben und immer mehr Angriffsfläche geboten. So schritt unaufhaltsam die Zerstörung fort und fort, bis jeder Zusammenhalt der Sand- und Kieskörner gelöst war. Die Analyse des gelben weichen Betons besagte, daß der Gehalt an Kalk, Kieselsäure und Tonerde sehr viel geringer war als im gesunden Beton; der Gehalt an SO_3 war aber auch geringer als im grauweißlichen Beton; das fällt zunächst auf, weil doch das SO_3 sich als der Urheber der Zerstörung erwiesen hatte. Dieser scheinbare Widerspruch findet seine Erklärung in dem Umstande, daß die Kristalle aus Kalziumsulfoaluminat wasserlöslich sind und von dem stark durchströmenden Grundwasser aufgelöst und davongetragen worden waren. Schließlich blieb vom Beton nur Sand mit Kies übrig, der durch das im Grundwasser enthaltene Eisenhydroxyd eine gelbliche Färbung annahm. Dieser gelbe Beton war zum Teil so weich und schwammig, daß man ihn mit der Hand aushöhlen konnte. Die Zerstörungserscheinungen waren also im vorliegenden Falle auf sulfathaltige Wässer zurückzuführen, die in den Beton hatten eindringen können. Begünstigend hierbei war die Porosität des anfänglich festen Betons. Kapillare Kräfte bewirkten in dem porösen Beton das Aufsteigen des schädlichen Grundwassers hoch über den Grundwasserspiegel, wodurch der Umfang der Zerstörung stark vergrößert wurde. Die Zerstörung des Betons in den Stampffugen wies darauf hin, daß die Wasserdurchlässigkeit des Betons in diesen Fugen besonders groß gewesen ist.

Angesichts dieser Erkenntnis bleibt die Frage zu beantworten, was zu tun ist, um solche Zerstörungserscheinungen zu verhüten. Aus der Erkenntnis über den Vorgang der Zerstörungsarbeit können wir den Schluß ziehen, daß der Zerfall des Betons nicht eingetreten wäre, wenn er wasserundurchlässig gewesen wäre. Die Gewähr für die Wasserundurchlässigkeit ist dann vorhanden, wenn der Beton dicht ist; dicht

Abb. 4.

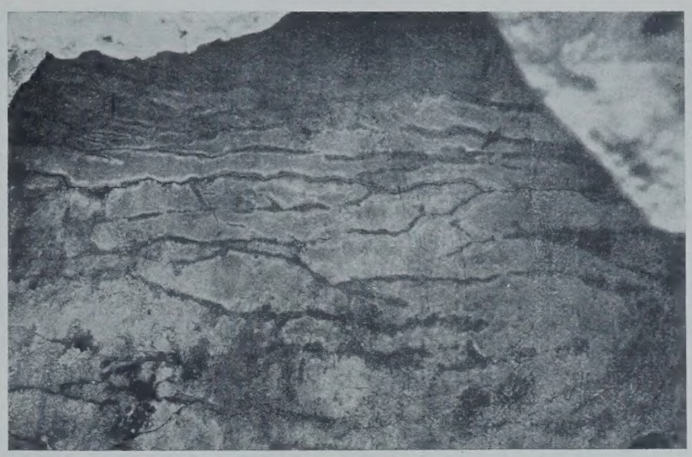


Abb. 5.

aber ist der Beton, wenn 1. der Mörtel ein dichter ist, und 2. wenn zugleich die im Beton vorhandene Menge des dichten Mörtels genügend groß ist. Woran erkennt man, ob der Mörtel dicht ist oder nicht? Darüber gibt uns der sogenannte Füllungsgrad des Mörtels Aufschluß, das ist die Zahl, die besagt, wieviel mal mehr Kittmasse im Mörtel vorhanden ist als Hohlräume im Sand. Die Kittmasse wird ihrerseits gebildet von den Bindemitteln und dem Anmachwasser. 1 l Zement liefert z. B. mit 0,72 l Anmachwasser $0{,}48 + 0{,}72 = 1{,}20$ l Kittmasse. Die Zahl 0,48 wird die Ausbeute für Zement genannt. Für die Berechnung der Kittmasse ist also die Kenntnis der Ausbeute der verschiedenen Bindemittel erforderlich. Die Ausbeute von Hochofenzement ist 0,45, die von Traß ist 0,48 und die von hydraulischem Kalkpulver ist 0,28 bis 0,40, je nachdem es sich um einen schwachhydraulischen oder einen starkhydraulischen Kalk handelt. Die Zahl 0,48 für die Ausbeute von Zement sagt also, wieviel wirkliche Masse in 1 l Zement enthalten ist; der Rest $1 - 0{,}48 = 0{,}52$ l ist demnach die Größe der Hohlräume in 1 l trockenem Zement.

Die Menge des Anmachwassers, die zur Kittbereitung notwendig ist, wird man durch praktische Versuche ermitteln; in der Regel reicht eine Anmachwassermenge von 18% der Raummenge der einzelnen Mörtelbestandteile, hier also von Zement und Sand aus: für den Mörtel 1 : 3 würde die Menge des Anmachwassers demnach angenommen werden können mit $0{,}18 \cdot (1 + 3) = 0{,}72$ l. Im Mörtel 1 : 3 würde also eine Kittmenge vorhanden sein von $0{,}48 + 0{,}72 = 1{,}20$ l. Die Hohlräume, die in den 3 R.-T. Sand enthalten sind, mögen sich auf Grund von Versuchen berechnen zu $0{,}40 \times 3 = 1{,}20$ l. Im Mörtel 1 : 3 wäre also genau soviel Kittmasse vorhanden, wie Hohlräume im Sande, und der Füllungsgrad dieses Mörtels wäre mit $\frac{1{,}2}{1{,}2} = 1{,}0$ zu bezeichnen. Theoretisch ist also der Mörtel 1 : 3 dicht; praktisch ist er aber als undicht zu bezeichnen, einerseits, weil bei noch so sorgfältigem Mischen Unvollkommenheiten in der Verteilung der Kittmasse auf die vielen Hohlräume im Sande unvermeidlich sind, und anderseits, weil die volle Dichtigkeit erst dann erreicht wird, wenn sozusagen jedes Sandkörnchen mit einer Hülle aus Kittmasse umgeben ist und mit dieser Hülle an der Hülle der benachbarten Sandkörnchen klebt. Das aber kann nur dann der Fall sein, wenn ein gewisser Überschuß an Kittmasse vorhanden ist, wenn also der Füllungsgrad des Mörtels größer ist als 1,0 ist. Aus praktischen Versuchen hat sich herausgestellt, daß man bei Stampfbeton für den Mörtel einen Füllungsgrad f_m von 1,7 (bis etwa 2,3) verlangen muß, wenn der Beton dicht sein soll; beim Mörtel des Gußbetons vollzieht sich die Ausfüllung der Hohlräume im Sande wegen der größeren Beweglichkeit der ganzen Mörtelmasse reibungsloser und leichter. Erfahrungsgemäß erreicht man beim Gußbeton bereits eine hohe Mörteldichtigkeit, wenn der Füllungsgrad des Mörtels 1,3 ist. So erklärt es sich, daß ein und dieselbe Betonmischung als Stampfbeton undicht, als Gußbeton aber dicht ist; bei der größeren Beweglichkeit der dünnflüssigen Kittmasse im Gußbeton braucht man verhältnismäßig weniger Kittmasse als im erdfeuchten Beton. Bei der Wahl des Mischungsverhältnisses sollte man es niemals unterlassen, sich Gewißheit darüber zu verschaffen, ob der Füllungsgrad des Mörtels 1,7 bezw. 1,3 oder größer ist; auch für Gußbetonmischungen ist das notwendig, denn es gibt auch Gußbeton, der nicht wasserdicht ist und deshalb von aggressiven Wässern ebenso leicht zerstört werden kann wie Stampfbeton.

Ist nun der für den Beton gewählte Mörtel dicht, d. h. ist der Füllungsgrad des Mörtels gleich oder größer als 1,7 bezw. 1,3, so würde der Beton noch nicht dicht sein, wenn die in ihm vorhandene Menge dieses Mörtels nicht ausreicht 1. um alle Hohlräume im Kies mit dichtem Mörtel auszufüllen und 2. um alle Kiesel mit einer Hülle von dichtem Mörtel zu umgeben. Auch hier soll wieder sozusagen jeder Kiesel mit seiner Mörtelhülle an der Mörtelhülle des benachbarten Kiesels kleben. Die so anzustrebende satte Einbettung aller Kiesel in die dichte Mörtelmasse wird erreicht, wenn der Füllungsgrad des Betons f_b gleich oder größer ist als 1,7, d. h. die Mörtelmenge im Beton muß mindestens 1,7 mal so groß sein wie die Hohlräume im Kies.

Die Bedingung, daß die Mörtelmenge im Beton mindestens 1,7 mal so groß sein muß wie die Hohlräume im Kies, ist immer erfüllt, wenn das Verhältnis von Sand zu Kies 1 : 1,5 ist, was für den Gußbeton das übliche ist. Bei dem reinen Zementbeton ergibt sich der Füllungsgrad von 1,7 für Mörtel und 1,7 für Beton erst bei der sehr fetten Mischung 1 R.-T. Zement : 1,6 R.-T. Sand : 3,2 R.-T. Kies; alle weniger fetten bezw. die mageren Mischungen sind als Stampfbeton undicht bezw. wasserdurchlässig, weil ihr Füllungsgrad kleiner als 1,7 ist.

Es erscheint mir zweckmäßig, an dieser Stelle noch darauf hinzuweisen, daß es irrig ist, wenn man glaubt, daß der mörtelreiche Beton, dessen Füllungsgrad f_b also 1,7 und größer ist, dicht sein muß. Die Mörtelmenge kann noch so reichlich sein, der Beton ist trotzdem undicht, wenn der Mörtel an sich nicht dicht ist, wenn dessen Füllungsgrad f_m bei Stampfbeton kleiner als 1,7 und bei Gußbeton kleiner als 1,3 ist.

Untersucht man den für die zerstörte Kaimauer verwendeten Beton im Mischungsverhältnis 1 R.-T. Zement : 0,5 R.-T. Traß : 8,0 Rheinkiessand, so erhält man einen Füllungsgrad für den Mörtel von 1,2 oder 1,41 oder 1,55, je nachdem man das Verhältnis von Sand zu Kies wie 1 : 1 oder wie $1 : 1\frac{1}{2}$ oder wie 1 : 2 annimmt. Diese Zahlen besagen, daß der Beton in diesem Mischungsverhältnis praktisch nicht als wasserdicht gelten kann. Die Unterlassung dieser Untersuchung ist sicherlich mit schuld an der Betonzerstörung gewesen. Die Kittmenge in Mörtel hätte größer sein müssen. Die Betonmischung 1 R.-T. Zement : 0,60 R.-T. Traß : 2,75 R.-T. Sand : 5,5 R.-T. Kies hätte die Dichtigkeitsbedingungen erfüllt; ebenso die Betonmischung 1 R.-T. Zement : 0,5 R.-T. Traß : 2,5 R.-T. Sand : 5 R.-T. Kies. Die erste dieser beiden Mischungen ist nur etwa um 0,80 R.-M. teurer als die beim Bau der Mauer zur Anwendung gekommene Mischung, die zweite aber ist um 1,50 R.-M. teurer. Hierin liegt ein Fingerzeig, wie die zur Erlangung der Wasserundurchlässigkeit notwendige Menge Kittmasse am billigsten zu beschaffen ist. Vom wirtschaftlichen Standpunkte aus muß man erstreben, möglichst viel Kittmasse für möglichst wenig Geld zu beschaffen. 1 m³ Kittmasse im reinen Zementbeton kostet bei Verwendung von Portlandzement rd. 130 R.-M., bei Verwendung von Hochofenzement rd. 110 R.-M.

Bei Anwendung von Zementtraßbeton stellt sich 1 m³ Kittmasse schon billiger, nämlich auf rd. 100 R.-M.; das gilt sowohl für Portlandzement mit Traßzusatz als auch für Hochofenzement mit Traßzusatz. Noch billiger ist der Preis für 1 m³ Kittmasse im Zement-Kalk-Traß-Beton; es ergibt sich hierfür ein Preis für die Kittmasse von nur 72 R.-M./m³, was, wie folgt, leicht nachzuprüfen ist. Mischungsverhältnis: 1 R.-T. Zement : 1,5 R.-T. Kalkpulver : 2,63 R.-T. Traß.

$$\frac{1 \cdot 0{,}63 + 1{,}5 \cdot 18 + 2{,}63 \cdot 25}{1 \cdot 0{,}48 + 1{,}5 \cdot 0{,}28 + 2{,}63 \cdot 0{,}48} = 72 \text{ R.-M.}$$

63, 18 und 25 R.-M. sind die Kubikmeterpreise von Zement, hydraulischem Kalkpulver und Traß; 0,48, 0,28 und 0,48 sind die entsprechenden Zahlen für die Ausbeute.

Dieser bedeutende Preisunterschied ist der ernsten Beachtung wert. Es kommt einer Geldverschwendung gleich, wenn der erforderliche Füllungsgrad mit reinem Zementkitt so teuer erkauft würde, ohne daß die dem reinen Zementbeton innewohnende Festigkeit ausgenutzt werden könnte; wo das nicht der Fall ist, da verwende man den Zementtraßbeton, und wo die Festigkeit des langsam erhärtenden Zement-Kalk-Traß-Betons ausreichend ist, da ist dieser Beton wegen seiner erprobten Dichtigkeit am Platze.

In nächster Nähe der zerstörten Kaimauer befindet sich die Schleuse V des Rhein-Herne-Kanals; der Kanal ist hier tief in das Gelände eingeschnitten, weshalb er Vorfluter für das Grundwasser ist. Das aus dem moorreichen Gelände nördlich des Kanals auf ihn zuströmende aggressive Grundwasser steht demzufolge hinter den Schleusenmauern. An dem Schleusenbauwerk, dessen Mauern aus Zement-Kalk-Traß-Beton hergestellt wurden, sind noch keinerlei Zerstörungserscheinungen aufgetreten; das ist um so beachtenswerter, als dieser Beton weder einen Putz, noch einen Glattstrich, noch einen Anstrich aus Goudron erhalten hat. Wenn dieser Beton in dem aggressiven Wasser noch nichts von Zerstörung zeigt, so muß man das auf den Umstand zurückführen, daß dieser Beton wasserdicht hergestellt wurde. Der Füllungsgrad für den Zement-Kalk-Traß-Mörtel ist 1,70 und für den Zement-Kalk-Traß-Beton 1,76. Diese Zahlen besagen, daß das Betonmauerwerk der Schleuse im Kern dicht ist, und gerade darin liegt der Grund der Widerstandsfähigkeit gegen den Angriff des gefährlichen Grundwassers.

Ehe der Zement-Kalk-Traß-Beton für den Bau der Schleuse des Rhein-Herne-Kanals endgültig gewählt wurde, sind eingehende Versuche und Forschungen angestellt worden; ausschlaggebend bei der Wahl war der Umstand, daß aus Zement, Kalk und Traß mit den geringsten Kosten eine Betonmischung hergestellt werden konnte, die eine Gewähr bot für Wasserundurchlässigkeit und ausreichende Festigkeit. Die vielen Versuche hatten deutlich erkennen lassen, daß die Forderungen der Wasserundurchlässigkeit nur dann erfüllt wurden, wenn der Füllungsgrad für den Mörtel und auch für den Beton 1,7 und größer war. Was man von diesem Zement-Kalk-Traß-Beton erwartet hatte, hat sich in der Praxis glänzend bewährt. Die Schleusenmauern sind fest, dicht und widerstandsfähig gegen schädliche Grundwässer. Das gute Ergebnis für den Schleusenbeton einerseits und die Zerstörung der Kaimauer im Hafen Wanne-West anderseits lehren eindringlich, daß der Wasserbauer bei der Wahl des Betonmischungsverhältnisses es nie unterlassen sollte, sich über den Füllungsgrad des Mörtels und des Betons durch Berechnung Gewißheit zu verschaffen; unterläßt er es, dann besteht die Gefahr, daß das Bauwerk durch den Angriff schädlicher Grundwässer in kurzer Zeit zerstört wird. Näheres hierüber enthält die im Verlage von Wilhelm Ernst & Sohn erschienene „Anweisung für Mörtel und Beton", sowie der Aufsatz des Verfassers in der „Bautechnik" 1927, Heft 39.

Als man die zerstörte Mauer baute, wurde der Beton in dem Mischungsverhältnis 1 R.-T. Zement : 0,5 R.-T. Traß : 8 R.-T. Kiessand für einen für Eisenbeton wohl geeigneten Beton gehalten. Die schlechten Erfahrungen, die man hier mit diesem Beton gemacht hat, lehren, daß man sich hierin geirrt hatte. Dieser typische Fall der Betonzerstörung hat gezeigt, wohin es führt, wenn man sich mit den althergebrachten Gepflogenheiten begnügt, wenn man, sei es aus Bequemlichkeit, sei es aus Gleichgültigkeit oder Unkenntnis, es so macht, wie es eben früher immer gemacht wurde. Mehr Verständnis für die wissenschaftliche Betonforschung, mehr Kenntnis von dem Wesen der Baustoffe ist das Gebot der Stunde, und es ist die höchste Zeit, daß allgemein Schluß gemacht wird mit den alten Gepflogenheiten und mit der Sorglosigkeit in mörteltechnischen Fragen. Es ist zu bedauern, daß es Betonbauwerke gibt, die rettungslos dem Verfall überliefert sind, weil man es bei der Wahl des Betonmischungsverhältnisses an der nötigen Sorgfalt und an der so notwendigen wissenschaftlichen Behandlung der mörteltechnischen Fragen hat fehlen lassen.

Um der Lebensdauer unserer Bauwerke willen beachten wir darum die Wahrheit und die ernste Mahnung, die in den Sätzen liegt: „Wasser hat n'en spitzen Kopp!" „Dichtigkeit geht über Festigkeit!"

Alle Rechte vorbehalten.

Die Geschwindigkeitsverteilung im Strahle über einer Wehrkrone.

Von Prof. Dr.-Ing. **R. Winkel**, Danzig.
(Mitteilung der Versuchsanstalt für Wasserbau an der Technischen Hochschule Danzig.)

In meinem Aufsatze „Betrachtungen zur Abflußtheorie der Überfallwehre" („Die Bautechnik" 1928, Heft 49, S. 721/722) waren bereits die Unstimmigkeiten in den Voraussetzungen zur Berechnung des Abflusses über Wehrkörper erörtert worden, so daß die nachfolgenden Ausführungen an die dort gewonnenen Erkenntnisse anknüpfen können.

Die lotrechten Quergeschwindigkeiten, die durch das Aufsteigen der tiefer liegenden Wasserbahnen bei der Annäherung an das Wehr sowie durch die starke Spiegelsenkung vor dem Wehre bedingt werden, wirken hemmend auf die inneren Wasserbahnen im Überfallstrahl ein, so daß die Geschwindigkeitsverteilung nicht nach der bisher vorausgesetzten Parabellinie II (Abb. 1 bis 3) stattfindet. In der Versuchsanstalt für Wasserbau an der Technischen Hochschule Danzig wurden in den letzten Jahren mit einwandfrei arbeitenden Stauröhren[1]) sehr sorgfältige Geschwindigkeitsmessungen ausgeführt; sie haben eine Geschwindigkeitsverteilung im Überfallstrahle ergeben, die durch die Linie I der Abb. 1 in allgemein zutreffender Form gekennzeichnet wird. Für die Breiteneinheit wird demnach der Abfluß Q dargestellt durch die Fläche $\overline{1\,2\,3\,I\,4\,1} = F_v$, während die bisher angenommene theoretische Q-Fläche dagegen durch $\overline{1\,6\,7\,3\,II\,8\,1} = F_{\text{theor.}}$ dargestellt wird. Es ergibt zugleich das Flächenverhältnis $F_v : F_{\text{theor.}}$ den Beiwert μ in der Gleichung 3 des obengenannten Aufsatzes, der Weisbachschen Überfallformel. Ist die Ankunftsgeschwindigkeit v_a sehr klein, mithin $k = v_a^2 : 2g$ nur sehr klein, und die Spiegelsenkung vor dem Wehr schwächer, so ist dicht unter der Oberfläche des Strahles die Einwirkung der senkrecht abwärts gerichteten Quergeschwindigkeiten nur sehr gering. Infolgedessen fällt dann oben die wirkliche Verteilungslinie I der Geschwindigkeiten im Überfallstrahl an-

[1]) Vergl. Zeitschr. d. V. D. I. 1923, Nr. 23 (S. 570; Stauröhre Abb. 12).

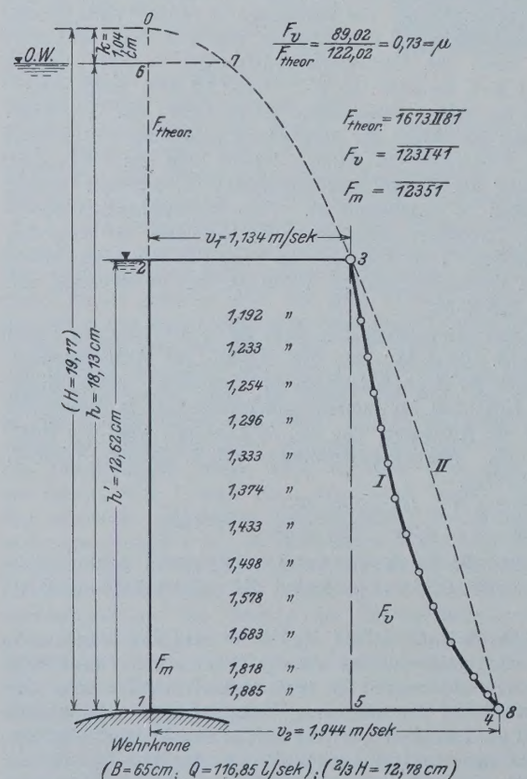


Abb. 1.

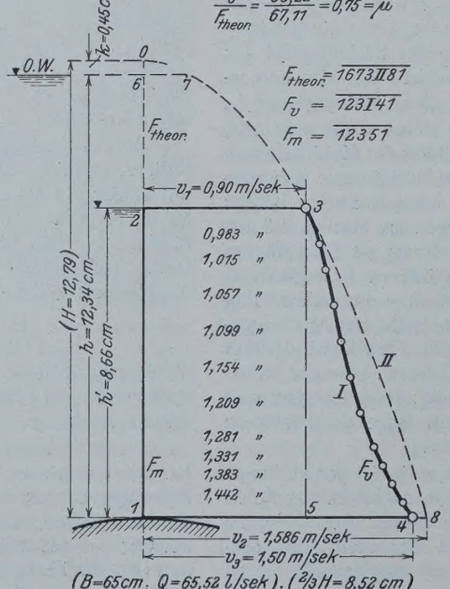


Abb. 2.

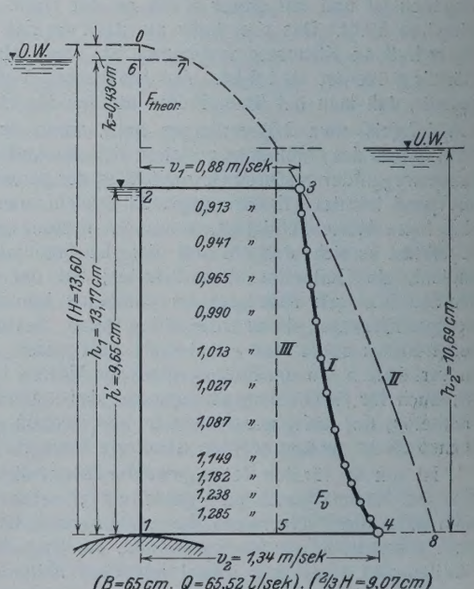


Abb. 3.

fänglich mit der Parabel II zusammen, um aber in tieferen Schichten wieder, wie in Abb. 1, von II mehr und mehr abzuweichen; unten erreicht die Geschwindigkeit v_3 nicht mehr (wie sonst; vergl. Abb. 1) die theoretisch zu erwartende Geschwindigkeit v_2, was hier auf eine stärkere Einwirkung der vor dem Wehre lotrecht aufsteigenden Wasserbahnen schließen läßt. Daß die Reibungswirkung an der Wehrkrone unerheblich bleibt, läßt sich aus den Meßergebnissen folgern, die (wie in Abb. 1) im allgemeinen sehr genau den in der Wehrkronenhöhe theoretisch zu erwartenden Geschwindigkeitswert v_2 ergaben, d. h. die Punkte 4 und 8 fallen beim vollkommenen Überfall zusammen. Ebenso lassen sämtliche Messungen ausnahmslos erkennen, daß an der Strahloberfläche die theoretisch dort zu erwartende Geschwindigkeit v_1 immer vorhanden ist, so daß stets die Verteilungslinien I und II der Geschwindigkeiten im Überfallstrahle gemeinsam im Punkte 3 beginnen, vergl. Abb. 1 bis 3.

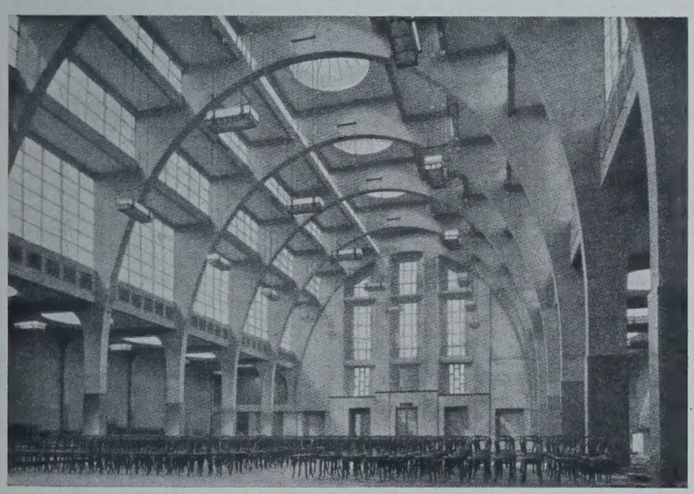
Ferner bestätigte sich aus den Messungen, daß die Strahldicke h' über der Wehrkrone ziemlich genau gleich $^2/_3 H$ ist, sofern $H = h + k$ ist (worauf auch Dr.-Ing. P. Böß und Dr.-Ing. F. Bundschu hingewiesen haben); diese Feststellung läßt darauf schließen, daß über der Wehrkrone tatsächlich die Wellengeschwindigkeit $c = \sqrt{gt}$, hier $= \sqrt{gh'}$, erreicht wird, d. h. $v_1 = c$ oder $\sqrt{2g\,(H-h')} = \sqrt{gh'}$ also $(H-h') = h' : 2$ oder $^3/_2 h' = H$ bezw. $h' = {}^2/_3 H$.

Der große Einfluß der lotrecht aufsteigenden Quergeschwindigkeiten vor dem Wehr auf die Geschwindigkeits-Verteilung im Überfallstrahle mahnt zur Vorsicht in weitergehenden Schlüssen; offenbar wird diese Verteilung von der Wehrkronenhöhe w über der normalen Sohle entscheidend mitbestimmt, d. h. das Verhältnis F_v zur Rechteckfläche $F_m = (v_1 h')$ wird eine Funktion von Größen sein, in der auch w enthalten sein muß. Diese Untersuchungen bilden den Hauptteil einer Doktor-Dissertation des Dipl.-Ing. Christian Keutner, Assistent an der Technischen Hochschule Danzig, die voraussichtlich später in der „Bautechnik" veröffentlicht werden wird. Diese Untersuchungen erstreckten sich auch auf den sogenannten „unvollkommenen Überfall", auf den sich die neuen Erkenntnisse sinngemäß übertragen lassen (vergl. Abb. 3). Die bisher angenommene lotrechte Verteilungslinie III unterhalb der UW-Höhe erwies sich dabei als unzutreffend; es gilt auch hier I als maßgebende Verteilungslinie. Mit steigendem UW entfernt sich unter dem Zwange des stärkeren Gegendruckes von der Unterwasserseite her Punkt 4 (Abb. 3) von 8 mehr und mehr; die Strahldicke h' über der Wehrkrone ist im allgemeinen von der Unterwasserhöhe h_2 über dieser wesentlich verschieden, was bei den früheren Berechnungsformeln nicht berücksichtigt worden war. Die Keutnersche Arbeit bringt für alle diese verschiedenen Fälle neu hergeleitete zuverlässige Berechnungsweisen.[2])

[2]) In dem kürzlich erschienenen Buche „Angewandte Hydraulik" von Dr.-Ing. F. Bundschu, Berlin 1929, Verlag von Julius Springer, sind Wehrberechnungen versucht worden, bei denen $h' = {}^2/_3 H$ zugrunde gelegt wird, die Geschwindigkeitsverteilung im Überfallstrahle aber als gleichbleibend ($= v_1$) angenommen wird. Die benutzten Versuchsmodelle waren viel zu klein, um über diese Geschwindigkeitsverteilung Aufschluß geben zu können. Statt der F_v-Fläche $= \overline{1\,2\,3\,1\,4\,1}$ führt demnach Bundschu nur die F_m-Fläche $= \overline{1\,2\,3\,5\,1}$ in seine Rechnungen ein, die demnach keine befriedigenden Ergebnisse bringen können. Es ist bedauerlich, daß solche Erörterungen, die wissenschaftlich nicht zu rechtfertigen sind, in Buchform festgelegt wurden und fast die Hälfte dieses Buches umfassen (S. 6 bis 31).

Vermischtes.

Die neue Halle der Gartenbaugesellschaft in London. Um ihre alle 14 Tage stattfindenden Ausstellungen unterzubringen, hat sich die englische Gartenbaugesellschaft in London (Westminster) eine Halle geschaffen, die manches Interessante bietet. Ihr Hauptteil besteht aus einem Mittelschiff von 22 m Breite zwischen den Mitten der diesen Teil seitlich begrenzenden Säulen, dessen Innenscheitel 17,7 m über dem Fußboden liegt, und zwei Seitenschiffen, deren flache Dächer in 7,5 m Höhe gegen den Mittelteil anstoßen. Das ganze Gebäude besteht aus Eisenbeton. Die Binder des Mittelteils sind innen von einer Ellipse begrenzt,



deren wagerechte Achse 21 m, deren senkrechte Halbachse 13,7 m mißt und die sich 6 m über dem Fußboden auf die Säulen aufsetzt. Infolge dieser Anordnung war es schwierig, den Seitenschub der gewölbten Rippen aufzunehmen; ein Zugband in Höhe der Kämpfer war aus baukünstlerischen Gründen ausgeschlossen, und man hat daher die flachen Dächer der Seitenschiffe als wagerechte Träger und somit als Widerlager für die Gewölberippen ausgebildet. Bei einer Länge von 45,75 m und einer Dicke von 28 cm haben diese eine Breite von 7,9 bis 8,5 m, sind also durchaus geeignet, einen in ihrer Ebene auftretenden Schub aufzunehmen. Dieser beläuft sich für jeden Bogen auf 45 t oder für die sechs Rippen zusammen auf 270 t, so daß an den Enden je 135 t aufzunehmen sind. Die Dächer mußten infolge der statischen Aufgabe, die ihnen zugewiesen ist, sehr kräftig bewehrt werden. Auf der Zugseite liegen 33 Eisen von 32 mm Durchm., auf der Druckseite 15 ebensolche Eisen. Dazwischen sind kräftige Bügel untergebracht. Der Raum reichte zur Unterbringung dieser Eisen nur gerade aus; da es aber nicht möglich war, die Eisen auf die ganze Länge in einem Stück durchgehen zu lassen, und der Platz zu einem Übergreifen oder Verhaken nicht ausreichte, wurden die Enden miteinander verschraubt. Dadurch wurde sehr erheblich an Länge der Eiseneinlagen gespart. Die Stöße wurden so angeordnet, daß in keinen Querschnitt mehr als zwei Verschraubungen zu liegen kamen. Zugversuche mit den Verschraubungen bestätigten die Berechnung, indem sie eine Zugfestigkeit von 28,4 t ergaben.

Besonderer Wert wurde auf die Beleuchtung der Halle durch natürliches Licht gelegt. Ein Glasdach wollte man wegen der Schwierigkeiten, es bei dem Londoner Ruß reinzuhalten, vermeiden. Die Räume zwischen den Bindern sind daher treppenförmig angeordnet, und die vier senkrechten Teile sind in ihrer vollen Fläche verglast. Nur im Scheitel des Mittelschiffs und in den wagerechten Decken der Seitenschiffe finden sich Oberlichter. Da die sie umgebenden Flächen begehbar sind, hat es keine Schwierigkeiten, sie zu säubern. Gegen ein in seiner ganzen Fläche verglastes Dach sprach auch die Forderung, daß es möglich sein müsse, das unmittelbare Sonnenlicht von den Ausstellungsgegenständen fernzuhalten, eine Forderung, die dabei nur schwer zu erfüllen gewesen wäre. Eine Abbildung in Engineering, die hier wiedergegeben ist, zeigt die Gleichmäßigkeit der Lichtverteilung in der ganzen Halle.

Der Fußboden der Halle ebenso wie der des anstoßenden Verwaltungsgebäudes liegt etwas erhöht gegen die umgebende Straßenfläche; so ist, ohne zu tief graben zu müssen, Raum für ein Sockelgeschoß gewonnen, in dem Lagerräume u. dergl. untergebracht sind. Das Gebäude ruht auf einer Schicht Kies, die merkwürdigerweise wasserfrei ist; wegen der Nähe der Themse hätte man eher erwartet, Ton oder Torf mit Wasser vorzufinden. Die Gründungen sind aus Beton gebaut, der aus je 8 Kubikfuß (0,23 m³) Schotter, 4 Kubikfuß (0,11 m³) Sand und 204 Pfd. (93 kg) Zement besteht. Das Kellergeschoß ist von einer Eisenbeton-Stützmauer umgeben, deren Rückseite einen Asphaltüberzug erhalten hat.

Die Wände sind äußerlich mit Zementmörtel 1 : 3 in dünner Schicht überzogen, innerlich mit dem Hammer bearbeitet; die Innenseite sieht infolgedessen fast wie Mauerwerk aus.

Während des Baues und nach dem Ausschalen sind die Bewegungen des Scheitels der Gewölberippen gemessen worden. Es zeigte sich, daß infolge des Schwindens des Betons der Scheitel sich von Woche zu Woche senkte, trotzdem sind im Verlaufe von neun Monaten keine Risse aufgetreten, woraus man wohl schließen darf, daß das Setzen vollständig gleichmäßig vor sich gegangen ist. Wkk.

Herstellung von Entleerungstollen im Artouste-See. Die Lage des Artouste-Sees macht ihn zu einem natürlichen Wasserspeicher geeignet, der die im Laufe eines Jahres wechselnden Wassermengen sammelt und geregelt wieder abgibt. Er liegt 1967,5 m hoch an der Grenze der Departements Hautes-Pyrénées und Basses-Pyrénées am Fuße des 2976 m hohen Palas. Er wird von einem Zuflußgebiete von 7,45 km² gespeist. Der Sousoueou bildet seinen Abfluß.

Diese günstigen Bedingungen veranlaßten die „Compagnie des Chemins de fer du Midi", den See als natürlichen Speicher für ein im Ossautale errichtetes Wasserkraftwerk zu benutzen. Auf Grund von mehrjährigen Messungen der Zuflußmengen wurde das Fassungsvermögen auf 23 000 000 m³ festgesetzt. Die topographische Untersuchung ergab, daß dieses Fassungsvermögen dadurch bequem erreicht werden konnte, daß der Spiegel des Sees durch eine Staumauer um 22 m aufgestaut und daß anderseits die Entnahmestelle 49,5 m unter dem alten Seespiegel angeordnet wurde. Über die für den letzteren Zweck erforderlichen Stollenbauten berichtet J. Leclerc du Sablon, Ingénieur des Ponts et Chaussées, im 4. Heft vom Juli-August 1928 der „Annales des Ponts et Chaussées, Partie Technique".

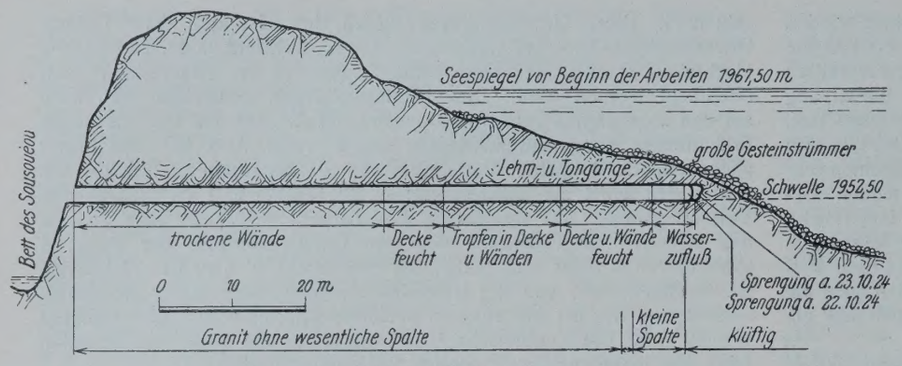


Abb. 2. Stollen Nr. 1.

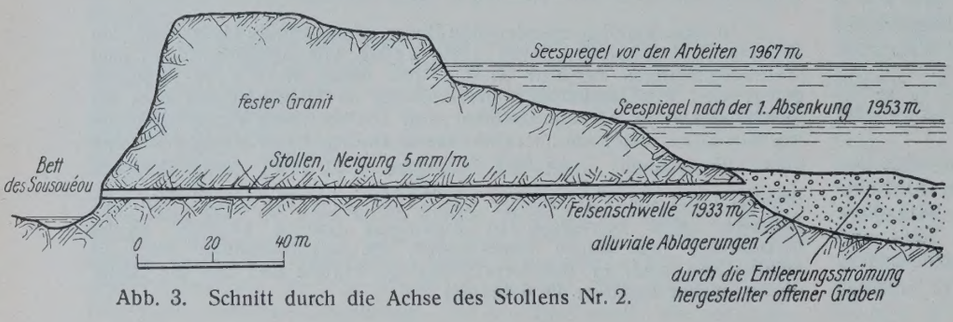


Abb. 3. Schnitt durch die Achse des Stollens Nr. 2.

Wegen des großen Wasserdruckes von 49,5 m wurde darauf verzichtet, die gewollte Anbohrstelle unmittelbar in einem Arbeitsgange herzustellen. Es wurde vielmehr beschlossen, zwei zusätzliche Stollen in einer solchen Höhe anzuordnen, daß der Druck auf ihre Einmündungen in den See 20 m nicht überstieg, und ferner so, daß sie möglichst kurz wurden. Abb. 1 zeigt in einem Übersichtsplan den Entnahmestollen mit seinen Zusatzbauwerken sowie die beiden vorübergehend notwendigen Stollen.

Die Bohrungen wurden mit Ingersoll-Bohrhämmern ausgeführt. Der Querschnitt der Stollen betrug 1,80 × 1,80 m. Für jede Sprengung waren 13 bis 14 1,50 m tiefe Bohrlöcher von 40 mm ∅ erforderlich; von diesen wurden vier in der Mitte auf einem Kreise von 0,60 m und nach der Stollenachse zusammenlaufend angeordnet, der Rest wurde auf den übrigen Querschnitt verteilt. Die Sprengladung bestand aus Dynamitpatronen von 30 mm Durchm. von je 100 g Gewicht. Für jede Sprengung waren je nach der Gesteinshärte 7 bis 10 kg Dynamit erforderlich. Die Zündung geschah so, daß zuerst die in der Mitte gelegenen vier Ladungen losgingen. Jede Sprengung brachte einen Fortschritt von 1,20 bis 1,40 m. Täglich wurden, außer auf den letzten Metern, zwei Sprengungen vorgenommen.

Der Stollen Nr. 1 sollte nach den letzten Messungen 90 m Länge haben. Abb. 2 zeigt die Veränderungen, die in der Art und der Wasserdichtigkeit des Gesteins während der Arbeiten auftraten. Auf den ersten 40 m war fester Granit und völliges trockenes Arbeiten. Weiterhin zeigte sich Sickerwasser, bei 78 m starker Wasserandrang. Von da ab wurden beständig Probebohrungen vorgenommen. Am 17. Oktober 1924, als der Stollen 82,50 m vorgetrieben war, erreichten diese noch 3,20 m weiter getriebenen Probebohrungen den Seeboden, und es drang mit Sand und Kies vermischtes Wasser ein. Die Bohrlöcher wurden verstopft und, da immer noch guter Felsen anstand, der Stollen mit kleinen Sprengungen bis auf 84,50 m vorgetrieben. Hier wurde eine Spalte mit starkem Wasserandrang angeschlagen. Weitere Probebohrungen ergaben noch eine Wandstärke von 2 m bis zum Seeboden. Wider Erwarten ergab die am 22. Oktober 1924 angesetzte Sprengladung von 32 kg, die den Durchbruch bewerkstelligen sollte, keinen Erfolg. Erst ein zweiter Versuch mit stark verdämmter Ladung von 225 kg Dynamit war erfolgreich. Die durch diese Sprengung erreichte Abflußmenge von 400 l/sek war noch ungenügend, weil damit der See nicht so schnell entleert werden konnte, um den Stollen so weit auszubauen, daß er das Frühjahrshochwasser abführen konnte. Eine Besichtigung des noch zugänglichen Stollens ergab, daß er von Gesteinstrümmern zum Teil verstopft war. Mit zwei weiteren kleinen Sprengungen wurde die Abflußmenge auf 2500 l/sek erhöht.

Der Stollen Nr. 2 wurde im Sommer 1924 begonnen; am 15. November waren 130 m vorgetrieben. Wegen der großen Kälte wurden die Arbeiten bis zum 21. Juni 1925 eingestellt. Der weitere Vortrieb ging regelmäßig vor sich, bis am 7. Juli 172 m erreicht waren. Es wurde festgestellt, daß die noch vorhandene Wand in einem Umfange von etwa 1 m² zersprengt war. Trotzdem hielten die mit Kies und Sand durchsetzten Gesteinstrümmer den Wassereinbruch noch auf, und die Abflußmenge betrug nur 1 l/sek. Erst am nächsten Tage, nach etwa 18 Stunden, vergrößerte sich die Abflußmenge, und zwar innerhalb weniger Minuten auf 18 m³/sek. Die Senkung des Seespiegels betrug 5,50 m in 24 h, 11 m in 48 h, 14 m in 72 h und 15,80 m in 100 h.

Die Entleerung war am 12. Juli abends beendet. Die Untersuchung des Sees zeigte große mit Kieseln durchsetzte Schlamm- und Tonbänke vor der Mündung des Stollens, die die Verzögerung des Abflußbeginns erklären.

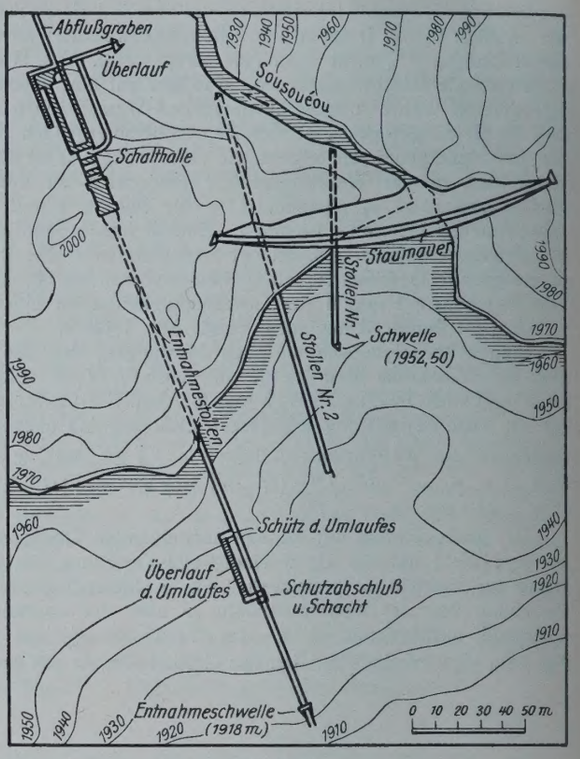


Abb. 1.

Der dritte für die endgültige Entnahme bestimmte Stollen wurde im Sommer 1925 hergestellt. Er lag ganz im gewachsenen Fels; der Vortrieb wurde bis auf 3 m täglich gesteigert. Mit ihm ist ein senkrechter Schacht sowie ein Umlauf und ein schräger Besichtigungsstollen verbunden, so daß, wenn der Wasserstand unter der Schachtmündung liegt, Ausbesserungsarbeiten in dem Entleerungsstollen vorgenommen werden können.

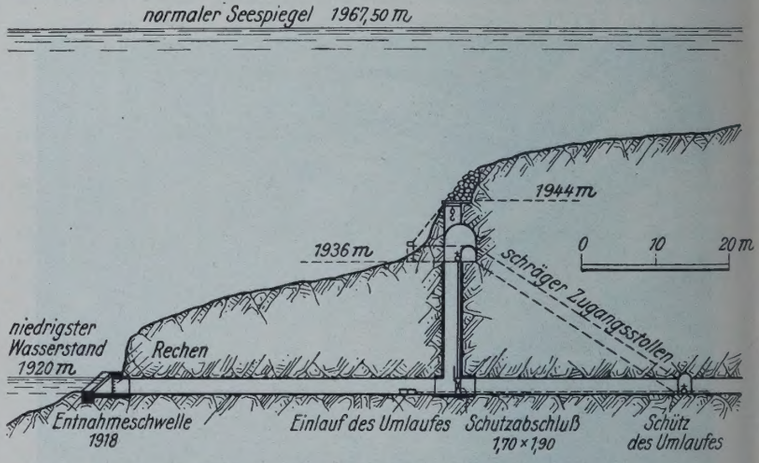


Abb. 4. Kopf des Entnahmestollens.

Der Schacht erleichterte die Arbeiten an dem 300 m langen Stollen bedeutend, da er dessen Entlüftung verbesserte und die Beseitigung der losgesprengten Gesteinsmassen erleichterte. Am 13. Oktober geschah der Durchbruch mit einer 275 kg starken Sprengladung. Die Abflußmenge stieg binnen kurzem auf 1 m³/sek. Durch eine weitere Sprengung wurde die Abflußmenge auf 2 m³/sek erhöht. Eine durch die günstigen Witterungsverhältnisse des Winters 1925/26 im März ermöglichte Besichtigung des Sees ergab die in Abb. 5 a bis d dargestellte Lage an der Öffnung des Stollens. Der Seespiegel lag etwa 8 m höher als die Stollensohle. Das Wasser floß in eine Spalte zwischen dem anstehenden Felsen und einer stark geneigten Platte, deren oberer Rand aus dem Wasser ragte (Abb. 5 a). Die Platte wurde gesprengt und dadurch der Wasserspiegel um 1,50 m gesenkt (Abb. 5 b). Eine spätere Sprengung erzielte durchgreifenden Erfolg, die Abflußmenge stieg von 500 l/sek auf etwa 5 m³/sek, und der Seespiegel senkte sich bis auf 2 m über den gewollten Stand (Abb. 5 c). Die Abschlußarbeiten an den Einlaufbauwerken verzögerten die endgültige Herstellung des bis zum Stollen gesenkten Seespiegels bis zum Beginn des Winters 1927 (Abb. 5 d).

Die Arbeiten an dem Bauwerk haben gezeigt, daß es vorteilhaft ist, mehrere in verschiedener Höhenlage angeordnete Entleerungsstollen vorzusehen, da hierdurch der Wasserdruck erheblich vermindert werden kann. Sie verursachen auch keinen Zeitverlust, wenn sie unab-

hängig voneinander angeordnet werden. Dagegen ergeben sie den erheblichen Vorteil, daß man sich in verschiedenen Höhenlagen über die Art des Seebodens unterrichten und danach die Lage des endgültigen Stollens zweckmäßig wählen kann.

Lp.

Entsandungsanlage am Einlauf des Fort-Laramie-Kanals. An die Wahlen-Staumauer des North-Platte-Flusses, die etwa 18 km nordwärts von Torrington, Wyo., gelegen ist, schließen am nördlichen Ende der Interstate- und am südlichen Ende der Fort-Laramie-Kanal an, die ihr Wasser von dem Fluß erhalten.

Nach einem Bericht in Eng. News-Rec. vom 14. 6. 1928 führt der North-Platte-Fluß in der Nachbarschaft der Wahlen-Staumauer bedeutende Sandmengen mit sich. Dies ist im wesentlichen darauf zurückzuführen, daß er kurz vorher seinen Lauf in einer scharfen Kurve ändert, wodurch insbesondere bei Niedrigwasser eine erhebliche Herabminderung der Geschwindigkeit bedingt ist.

Die Wahlen-Staumauer ist im Jahre 1909 angelegt worden. Während am Einlauf des Interstate-Kanals (Abb. 1) nur geringe Sandablagerungen beobachtet worden waren, die im übrigen durch den Einbau einiger Spülrohre beseitigt werden konnten, wurden die Versandungen in dem Fort-Laramie-Kanal so erheblich, daß man sich im Jahre 1917 bereits zu einer Abhilfe entschließen mußte.

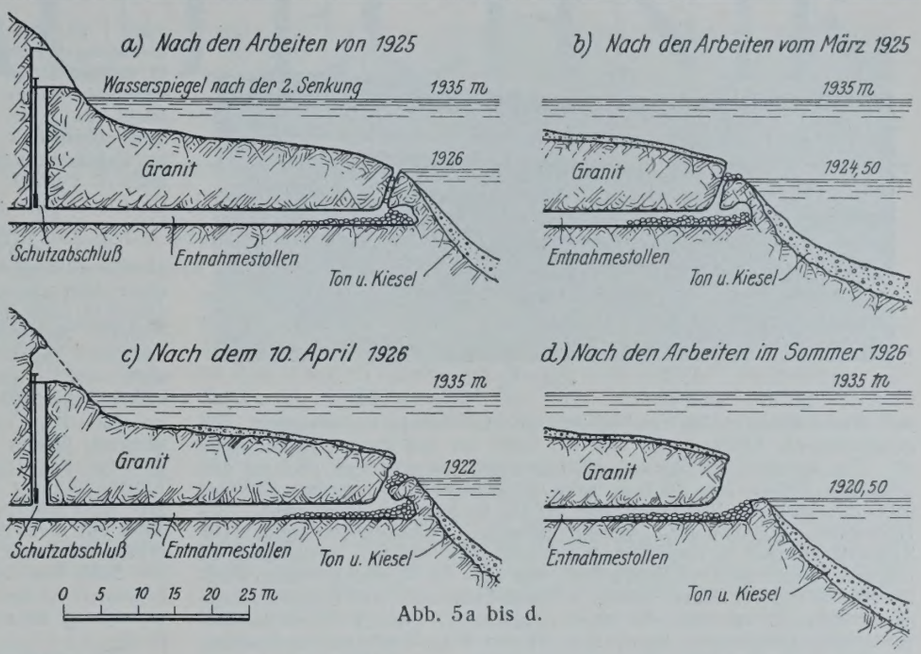


Abb. 5a bis d.

Der letztgenannte Kanal versorgt ein Bewässerungsgebiet von 13 000 km² und liefert außerdem das erforderliche Wasser zum Betriebe des etwa 37 km talwärts gelegenen Lingle-Kraftwerkes. Der Interstate-Kanal versorgt dagegen ein Gebiet von 15 700 km².

Vor dem Jahre 1917 waren aus dem Fort-Laramie-Kanal keine wesentlichen Wassermengen entnommen worden. Nachdem bis zum Jahre 1924 verschiedene Versuche zur Verhinderung der Versandung

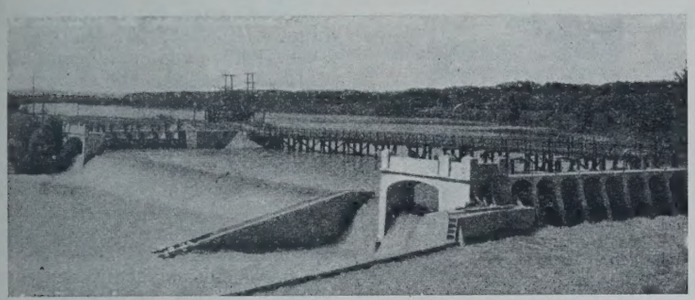


Abb. 1.

gemacht worden waren, beschloß man die Ausführung der nachstehend beschriebenen Entsandungsanlage, die im wesentlichen aus einem Absatzbecken, einem Überfallwehr zum Abfangen des Sandes und einer Spülschleuse zur Beseitigung der Ablagerungen besteht.

Das Ablagerungsbecken ist etwa 180 m lang und 46 m breit. Sein oberes Ende liegt 125 m talwärts von dem Einlauf des Fort-Laramie-Kanals, der in seiner Ausbildung bis auf schmälere Ausmaße dem in Abb. 1 dargestellten Einlauf des Interstate-Kanals gleicht. Nachdem das Wasser in dem Absatzbecken seine Sinkstoffe abgelagert hat, überfließt es ein in einer langgestreckten Kurve liegendes Überfallwehr. Dieses dient gleichzeitig als Leitfläche beim Ausspülen der Ablagerungen aus dem Becken in den am unteren Ende des Wehrs liegenden Beckenablaufkanal. In Abb. 2 ist der Lageplan und Längsschnitt des Beckens veranschaulicht, ferner sind noch Schnitte durch das Wehr und den Ablaufkanal dargestellt. Letzterer hat eine Länge von etwa 140 m und führt in den North-Platte-Fluß. Der Ablauf ist durch drei Segmentschütze von etwa 4,6 × 4,6 m Durchflußquerschnitt verschließbar. Abb. 3 veranschaulicht die Ansicht der Talseite des Verschlusses.

Die ganze Anlage ist für eine größte Kanaldurchflußmenge bzw. Schleusenentleerung von 60 m³/sek bemessen. Bei dieser Wassermenge ist bei geschlossenem Leerlauf die Geschwindigkeit im Absatzbecken etwa 38 cm/sek. Dieser Wert ist hinreichend klein, um die sandigen Schwebestoffe auf der Sohle des Beckens zur Ablagerung zu bringen. Die weit nach stromabwärts gezogene Krone des Überfallwehres, die in Abb. 2 zu erkennen ist, war erforderlich, um dem nach dem Ablauf strömenden Wasser die nötige Spülkraft zu verleihen. Die Länge und Höhe der Überfallkante wurden so bestimmt, daß bei geöffnetem Ablauf der Wasserspiegel im Sinkbecken niedriger als die Wehrkrone bleibt, so daß also die Sinkstoffe mit sich führende Wasser nicht in den Kanal gelangen kann.

Um die Auswaschungen im Sinkbecken und in dem Ablaufkanal zu begrenzen, ist eine 10 cm starke Eisenbetonsohle vorgesehen. Auch die Seitenbegrenzung des Beckens und des Ablaufes ist in Beton ausgeführt. Der Ablaufkanal hat außerdem im Anschluß an das Betonbett noch eine Pflasterung erhalten, um das Unterwaschen zu verhindern. Die Betonsohle des Beckens ist in einzelnen, über Kreuz bewehrten Platten ausgeführt, deren Stoßfugen mit Schotter unterstopft sind.

Die Wirkung der Entsandungsanlage ist befriedigend. Im allgemeinen genügt eine Schleusenperiode von 45 Minuten wöchentlich, um allen Sand von dem Fort-Laramie-Kanal fernzuhalten. Der Sand lagert sich gewöhnlich nicht höher als die Betonkrone des Wehres ab. Auf der Betonkrone werden je nach dem Wasserstande noch hölzerne Stauplanken aufgesetzt (vergl. Abb. 2, links unten), um einen hinreichenden Unterschied zwischen

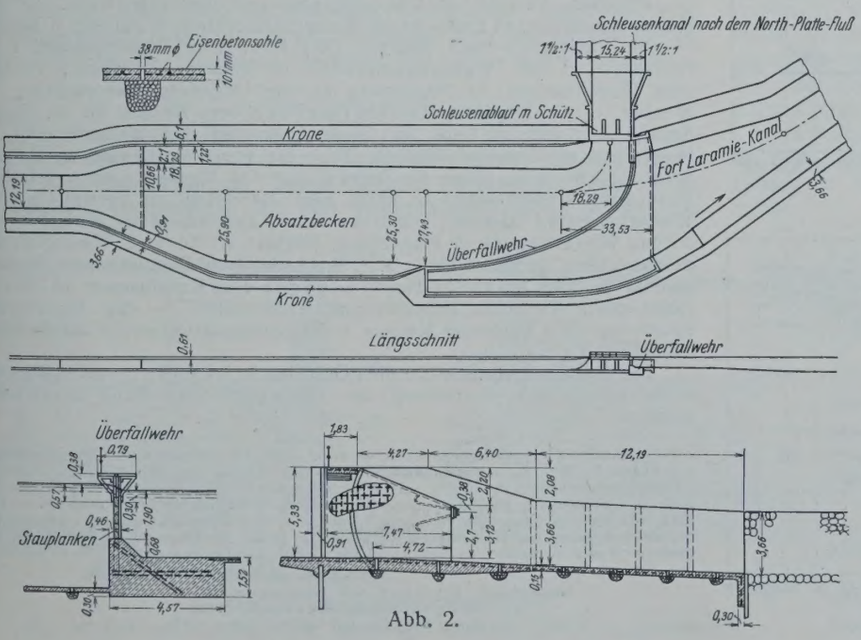


Abb. 2.

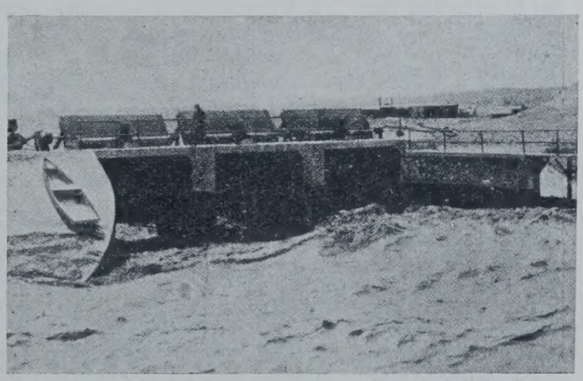


Abb. 3.

Abb. 4.

den Wasserspiegeln des Sinkbeckens und des Kanals zu erreichen. Bei geschlossenem Ablauf lagert sich der Sand auf der ganzen Sohlenfläche ab. Die während des Spülens auftretenden Abwaschungen sind an den einzelnen Teilen des Beckens sehr verschieden. Es werden 3200 bis 6500 m³ Sand in Spülzeiten von 30 bis 45 Minuten abgetragen. Bei Hochwasser ergeben sich weniger günstige Schleusenwirkungen. Die Sandablagerungen in dem Becken gestalten sich während des Spülens zu langsam fortschreitenden Sandwellen, wie man sie in steil fallenden Flußläufen während der Flutzeit zuweilen beobachten kann. Ihre Fortpflanzungsgeschwindigkeit ist etwa die eines Fußgängers. Abb. 4 veranschaulicht eine Sandwellenbildung im unteren Becken bei unterbrochener Spülung.

Die Schleusenabläufe am unteren Ende des Sinkbeckens werden meist nur während der Spülzeit betätigt, die etwa im Mai beginnt und im September endigt. Während der Spülpausen werden die Stauplanken auf die Wehrkrone aufgesetzt, um als Überfallschwelle zu dienen. Dadurch können die für das Lingle-Kraftwerk erforderlichen Wassermengen noch ohne wesentliche Sandablagerungen im Kanal abgeführt werden. Während dieser Zeit wird die Versandung des Ablaufes durch kurzes Öffnen von zwei Schützen verhindert.

Der Bau mußte während der Wintermonate ausgeführt werden, wobei sich insbesondere für die Betonierungsarbeiten erhebliche Verzögerungen ergaben. Bei Frost wurde erwärmtes Mischwasser verwendet. Der erforderliche Bodenaushub ergab bereits einen Teil des Sandes und Kieses für die Betonarbeiten. Die Wasserhaltung betrug einen erheblichen Teil des Gesamtkostenaufwandes. Die Antriebsenergie für die Pumpen wurde von einer Kesselanlage geliefert, die gleichzeitig das für die Betonarbeiten erforderliche warme Wasser hergab. Zs.

Die Einwirkung der Temperatur während des Erhärtungsvorganges auf die Festigkeit des Betons. In Eng. News-Rec. 1929 vom 31. Januar findet sich eine beachtenswerte Abhandlung von C. C. Wiley, Professor an der Universität Illinois, über die Einwirkung der Temperatur auf den Abbindevorgang des Betons. Es werden die Ergebnisse von zwei Versuchsreihen graphisch wiedergegeben, die mit 90 bezw. 75 Versuchszylindern von 6 × 12″ Größe und besonderen Mischungsverhältnissen gemacht wurden.

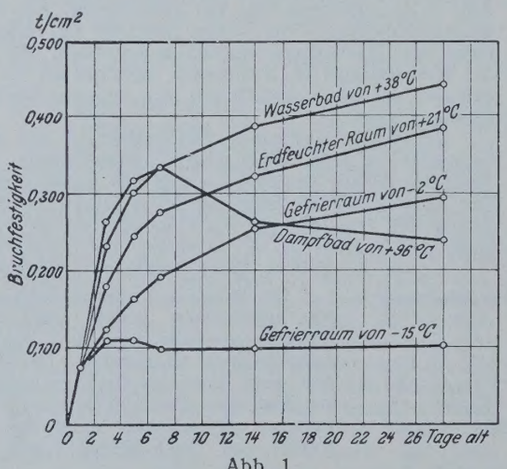


Abb. 1.

Die Zylinder wurden in Stahlformen nach den Vorschriften der American Society for Testing Materials hergestellt. Nachdem die Versuchskörper 24 Stunden in der Form belassen worden waren, wurden für die Ermittlung eines jeden Versuchswertes der in Abb. 1 dargestellten Kurven je drei Zylinder geprüft, die bei Temperaturen von —15°, —2°, + 21°, + 38° und + 96° C und unter besonderen Verhältnissen erhärtet waren, die in Abb. 1 an den Kurven näher angegeben sind. — Danach verläuft der Erhärtungsvorgang bei + 21 bis 38° C etwa in gleicher Weise, jedoch in verschiedenen Zeiträumen, sodaß bei + 38° Erhärtungstemperatur in etwa der halben Zeit bereits die gleiche Festigkeit wie bei + 21° C erreicht wird. Bei — 2° C ist dagegen etwas mehr als das doppelte an Zeit erforderlich als bei + 21° C. Für die Erhärtung im Dampfbad und im Gefrierraum von — 15° C zeigen die Kurven jedoch einen wesentlich anderen Verlauf. Im ersten Falle ist ein Abfall an Festigkeit nach dem siebenten Tage zu verzeichnen, während im zweiten Falle nach einem kleinen Abfall die Kurve in gleicher Höhe verläuft.

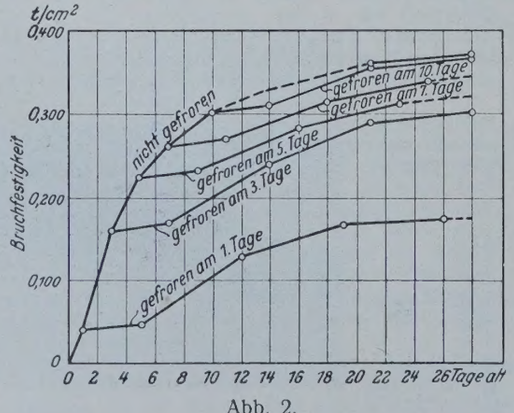


Abb. 2.

Durch die zweite Versuchsreihe (Abb. 2) wurde im besonderen noch die Einwirkung des Frostes in den ersten Tagen des Erhärtens ermittelt. Diese Versuchskörper waren in der Körnung etwas anders als die ersten aufgebaut und mit einem etwas größeren Wasserzementverhältnis hergestellt. Sie wurden nach einer Abbindezeit von einem, drei, fünf, sieben und zehn Tagen während weiterer vier Tage in einen Gefrierraum von etwa — 23° C gestellt, dann aufgetaut und danach in Zeitabschnitten von sieben Tagen für die Prüfung verwendet.

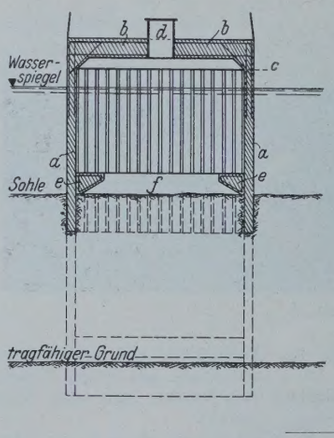
Aus dem Verlauf der in Abb. 2 dargestellten Kurven ist zu entnehmen, daß in den ersten Erhärtungstagen gefrorener und wieder aufgetauter Beton weiter an Festigkeit zunimmt. Je früher jedoch die Frosteinwirkung eintritt, um so größer wird in späteren Zeiten der Verlust an Festigkeit, so daß also bei Frosteintritt unter einem gewissen Alter ein bleibender Verlust an Festigkeit gegenüber einem störungsfrei erhärteten Beton zu erwarten ist.

Nach den Ergebnissen der beiden Versuchsreihen ist der Beton also besonders in den ersten Tagen der Erhärtungszeit vor Frost- und Hitzeeinwirkung zu schützen. Z s.

Ein neues „Merkblatt für die Verwendung von Hochofenschlacke zu Beton“, aufgestellt von Reg.-Baumeister a. D. W. Kosfeld auf Grund eigener Untersuchungen und praktischer Erfahrungen, ist erschienen und zu beziehen durch den Verlag Stahleisen m. b. H., Düsseldorf, Postschließfach 658, des Vereins deutscher Eisenhüttenleute.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.



Senkkasten für Druckluftgründung. (Kl. 84c, Nr. 467 020 vom 20. 8. 1925, von Ferdinand Rauwald in Essen.) Die Wände des Senkkastens sind aus an Ort und Stelle eingerammten Spundwandeisen *a*, die durch eine mit der Luftschleuse *d* versehene Eisenbetondecke *b* abgedeckt sind. Der Kasten wird dicht oberhalb der Sohle durch einen Eisenbetonkranz *e* und Streben *f* versteift, wobei gleichzeitig der mit seiner Schräge auf dem auszuschachtenden Erdkern aufliegende Versteifungsbalken *e* ein gleichmäßiges Absenken des Kastens sichert. Die Hohlräume der Kastenprofile können zur Verstärkung mit Beton ausgefüllt werden.

Personalnachrichten.

Preußen. Versetzt: der Oberregierungs- und -baurat (W.) Bock, von der Kanalbauabteilung in Essen an die Wasserbaudirektion in Münster i. Westf.; — die Regierungs- und Bauräte (W.) Loll vom Wasserbauamt I in Hannover an die Wasserbaudirektion in Münster i. Westf., Nolda vom Wasserbauamt in Magdeburg an die Oderstrombauverwaltung in Breslau; — die Regierungsbauräte (W.) Ecke vom Bauamt für die Regulierung der unteren Oder in Greifenhagen an das Wasserbauamt in Magdeburg als Vorstand, Wilhelm Schmitz vom Kanalbauamt in Datteln nach Steinau a. d. Oder zur Verwaltung des Wasserbauamts daselbst, Post vom Wasserbauamt in Hoya nach Hannover zur Verwaltung des Wasserbauamts I daselbst, Warning vom Kanalbauamt in Braunschweig an das Wasserbauamt in Magdeburg, Herbert Witte vom Wasserbauamt in Magdeburg an das in Halle a. d. Saale, Bernhard Fischer vom Wasserbauamt in Celle an das in Hoya, Krueger vom Kanalbauamt in Fallersleben nach Vorsfelde (Kanalbauamt Oebisfelde); — der Regierungsbaumeister (W.) Waldemar Mügge von Henrichenburg an das Staubeckenbauamt in Ottmachau.

Der Regierungsbaumeister (W.) Gottfried Schwenke ist unter Wiederaufnahme in den Staatsdienst der Elbstrombauverwaltung überwiesen worden.

INHALT: Wälzwehr mit veränderlichem Stau. — Die Verwendbarkeit der „Topographischen Grundkarte 1:5000“ für Ingenieurentwürfe. — Betonzerstörung und ihre Abwehr. — Die Geschwindigkeitsverteilung im Strahle über einer Wehrkrone. — Vermischtes: Neue Halle der Gartenbaugesellschaft in London. — Herstellung von Entleerungsstollen im Artouste-See. — Entsandungsanlage am Einlauf des Fort-Laramie-Kanals. — Einwirkung der Temperatur während des Erhärtungsvorganges auf die Festigkeit des Betons. — Neues „Merkblatt für die Verwendung von Hochofenschlacke zu Beton“. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin

DIE BAUTECHNIK

7. Jahrgang | BERLIN, 5. Juli 1929 | Heft 29

Alle Rechte vorbehalten.

Die Donaubrücke in Zwiefaltendorf (Württ.).

Von Regierungsbaumeister **Fritz Baumann**, Stuttgart.

An Stelle der im November 1925 eingestürzten Holzbrücke über die Donau in Zwiefaltendorf (Württ.) wurde durch die Gemeinde Zwiefaltendorf mit staatlicher Unterstützung eine neue Eisenbetonbrücke erstellt.

Da die Brückenstelle in einer starken Krümmung der Donau liegt, so war beim Entwurf der Brücke auf einen möglichst unbehinderten Abfluß der starken Donauhochwässer Rücksicht zu nehmen. Konstruktionen mit Pfeilereinbauten waren dadurch ausgeschlossen; es konnte nur eine Brücke in Frage kommen, die die ganze Flußbreite mit einer einzigen Öffnung überspannte. Auf Grund des nicht ungünstigen Ergebnisses der Baugrunduntersuchungen mußte die Ausführung eines Dreigelenkbogens aus Eisenbeton als zweckmäßigste Lösung angesehen werden, um so mehr, als ein solches Bauwerk sich am besten der schönen Landschaft des Donautales anpaßte.

Die Brücke besitzt, wie aus Abb. 1 zu ersehen ist, eine Spannweite von 50 m sowie eine Pfeilhöhe von 4,45 m, so daß sich ein Pfeilverhältnis von 11,3 ergibt. Die Fahrbahn, die durch eine leichte Eisenbetonkonstruktion getragen wird, hat eine Breite von 4,40 m; die beiden Gehwege sind je 1,20 m breit.

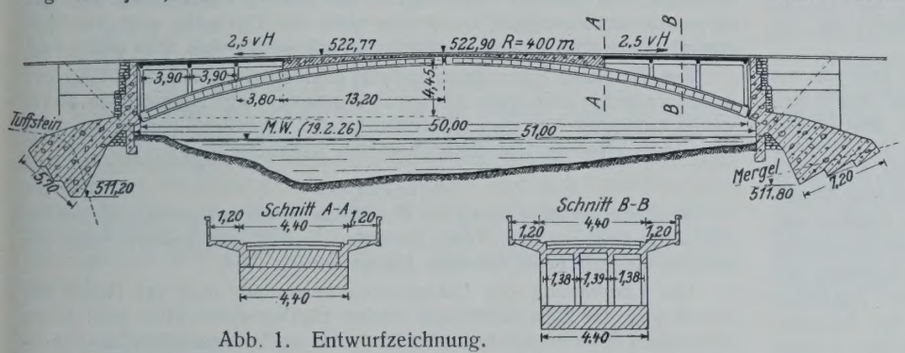


Abb. 1. Entwurfzeichnung.

Der statischen Berechnung der Brücke wurde eine Dampfwalze von 16 t Dienstgewicht in ungünstigster Stellung sowie Menschengedränge von 350 kg/m² zugrunde gelegt. Für sämtliche Eisenbetonkonstruktionen wurde hochwertiger Zement verwendet, um eine möglichst kurze Bauzeit zu erzielen.

Das Mischungsverhältnis für Eisenbeton wurde zu 1 : 5 gewählt. Für die Flügelmauern war Beton 1 : 8 und für die Widerlager Beton 1 : 8 und 1 : 10 vorgesehen. Da jedoch die letztgenannten Bauteile mit Druckluft gestampft wurden, war es möglich, Zement zu sparen und das Mischungsverhältnis auf 1 : 9 bezw. 1 : 12 festzusetzen. Der Zement wurde von der Fa. Schwenk, Ulm, Werk Allmendingen, bezogen und ergab sehr gute Druckfestigkeiten. An Zuschlagstoff verwendete man für den Stampfbeton Donaukies, für den Eisenbeton Donaukies mit gebrochenem Moränekies.

Die Gründung der Widerlager.

Vor Beginn der Entwurfsarbeiten sind auf der Baustelle Grunduntersuchungen ausgeführt worden. Die Arbeiten ergaben auf dem rechten Donauufer eine gegen die Donau fallende Mergelschicht (Abb. 1) von genügender Tragfähigkeit, auf dem linken Ufer Tuffstein in der aus Abb. 1 ersichtlichen Begrenzung. Aus dem Tuff wurde eine 0,5 m tiefe Rinne ausgehauen, die den Fels als vollkommen gesund erkennen ließ. Als zulässige Bodenbeanspruchung wurde auf Grund dieses Ergebnisses für den Mergel 5 kg/cm² und für den Tuff 6 kg/cm² angenommen. Bei Ausführung der Probeschächte war der Wasserandrang sehr gering, weshalb vorgesehen war, die Baugruben im Schutze eines Fangdammes ohne Spundwände auszuheben.

Zuerst wurde das Widerlager auf dem rechten Ufer ausgehoben. Es stellten sich hierbei bald Schwierigkeiten ein, als unterhalb des Wasserspiegels das Aushubmaterial aus feinem Sand und Schlamm bestand und außerdem im Pumpensumpf, der seitlich flußab der Baugrube lag, eine starke, von der Bergseite kommende Wasserader angeschnitten wurde. Durch den großen Wasserandrang kamen beträchtliche Mengen von feinem Sand in den Pumpenschacht, die ein andauerndes Versagen der Zentrifugalpumpe sowie starke Unterhöhlungen des ganzen angrenzenden Geländes verursachten. In der ganzen Umgebung der Baugrube traten im Erdreich starke Risse und Setzungen auf. Besonders die Rückseite der Baugrube drohte einzustürzen und konnte nur durch nachträgliche starke Absprießung gehalten werden.

Begünstigt durch das langsame Fortschreiten der Erdarbeiten in der Baugrube, sowie durch das anhaltende Arbeiten der Pumpen war nunmehr auch starker Wasserandrang von der Donau, die zu dieser Zeit einen ausnahmsweise hohen Wasserstand hatte, festzustellen. Um diesen immer stärker werdenden Wasserandrang zu vermindern, wurde auf der der Donau zugekehrten Seite eine 12 cm starke hölzerne Spundwand geschlagen, die ein Weiterarbeiten in der Baugrube ermöglichte.

Bei dem Ausheben des Widerlagers hat man die in der Probegrube festgestellte Mergelschicht in der angenommenen Höhe und Neigung vorgefunden. In der oberen Schicht war jedoch der Mergel so weich und seifig, daß ein Aufsetzen des Widerlagers in der vorgesehenen Höhe ausgeschlossen war und eine Tiefergründung erforderlich wurde, wobei sich zeigte, daß der Mergel mit zunehmender Tiefe fester und tragfähiger wurde.

Im vorderen Teile der Baugrube war es jedoch nicht möglich, den Aushub unter die Höhe 512,00 fortzusetzen, da die Gefahr eines Wasserdurchbruches durch die Sohle bestand.

Da sich auf der Rückseite des Widerlagers der feste tragfähige Mergel auch erst auf Höhe 512,00 vorfand, so ergab sich ein nahezu wagerechtes Fundament, was mit Rücksicht auf den großen Schub des Gewölbes bedenklich war. Es wurde deshalb so weit als möglich das Fundament abgetreppt, die Seitenwände wurden rauh belassen, und beim Betonieren wurde der Beton mit Druckluftstampfern besonders fest an die Rückwand angepreßt. Ferner führte man zur Erzielung einer stark geneigten Resultierenden auf die Fundamentfuge das Widerlager als großen rechteckigen Klotz aus (Abb. 2).

Nach Fertigstellung des rechten Widerlagers wurde die Baugrube auf dem linken Ufer ausgehoben. Um Schwierigkeiten bei der Wasserhaltung zu vermeiden, wurde eine Spundwand entlang der Donau gerammt.

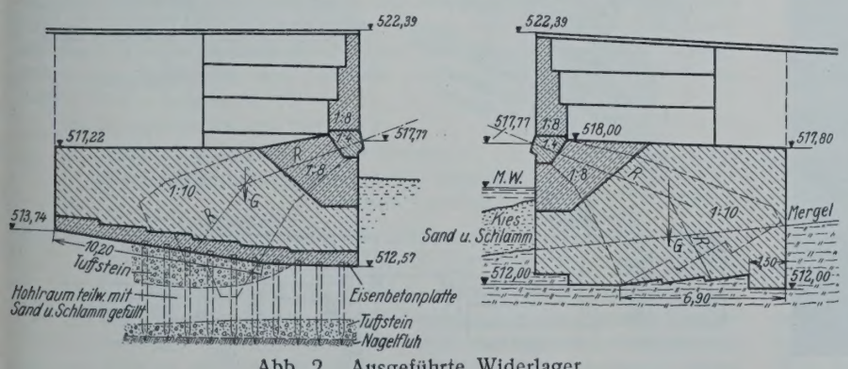


Abb. 2. Ausgeführte Widerlager
(die im Entwurf vorgesehenen Widerlager sind gestrichelt eingezeichnet).

Beim Aushub des Widerlagers fand man den Tuff in der bei dem Entwurf angenommenen Höhenlage und Begrenzung. Obwohl der Tuffstein fast durchweg sehr hart war und deshalb gesprengt werden mußte, zeigten sich bald größere Höhlen und Klüfte, die z. T. mit Sand gefüllt waren.

Auf Grund dieses Ergebnisses sowie in Anbetracht größerer Tuffsteinhöhlen in der Umgebung Zwiefaltendorfs lag die Befürchtung nahe, daß vielleicht unter der planmäßigen Fundamentsohle ein größerer Hohlraum vorhanden sein könnte. Es wurde deshalb ein Geologe zugezogen und gleichzeitig mit Bohrungen begonnen.

Das geologische Gutachten hielt das Vorhandensein eines größeren Hohlraumes für unwahrscheinlich, empfahl jedoch ebenfalls die Vornahme von Bohruntersuchungen.

Bei Ausführung der Bohrungen stellte man etwa 1,50 m unter der planmäßigen Fundamentsohle einen durchgehenden Hohlraum von etwa 1 bis 2 m Höhe fest, der ebenfalls wie die

Abb. 3. Aushöhlung im Tuffstein. (Rückwand des linken Widerlagers.)

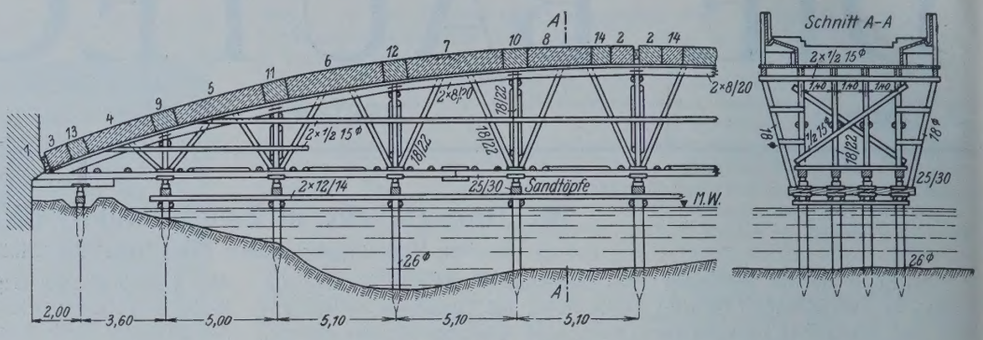


Abb. 5. Lehrgerüst.

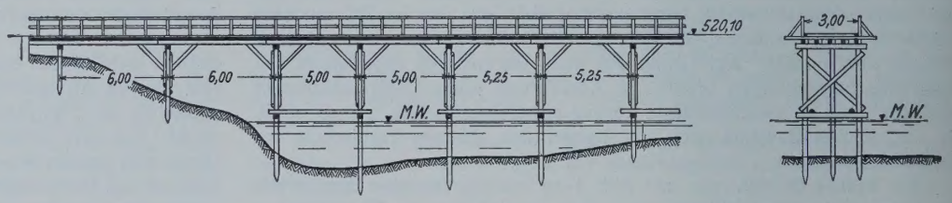


Abb. 7. Notbrücke.

bisher angetroffenen kleineren Klüfte teilweise mit ganz losem Sand gefüllt war. Auf diesen Hohlraum folgte eine dünne, etwa 80 cm starke Tuffschicht, unter der dann eine rd. 60 cm starke Nagelfluhschicht lag, die in den festen Jurafels überging.

Auf Grund des Bohrergebnisses wurde der Aushub des Tuffs bis auf die feste untere Lage vorgesehen. Bei der Tiefergründung zeigte sich jedoch sehr bald ein solch starker Wasserandrang, daß auch unter Einsatz einer weiteren leistungsfähigen Pumpe der Wasserspiegel im Pumpenschacht nicht tiefer abgesenkt werden konnte. Da einwandfrei festgestellt wurde, daß das eindringende Wasser kein Donauwasser, sondern Grundwasser aus dem hinter dem Ort Zwiefaltendorf liegenden Aachtal war, so mußte der Plan der Verstopfung der Wasseradern aufgegeben werden.

Um nun eine sichere Gründung des Widerlagers zu erreichen, sah die Bauleitung das Einrammen von Holzpfählen, die bis zur Nagelfluhschicht hinabreichen, vor. Mit Rücksicht auf die starke in die Baugrube eingebaute Absprießung konnten jedoch die Pfähle nicht schräg, sondern nur senkrecht gerammt werden. Da deswegen die Aufnahme des Schubes durch die Pfähle nicht möglich war und gleichzeitig der Tuff an der Rückwand des Widerlagers große Hohlräume aufwies (Abb. 3), so wurde das Widerlager nach rückwärts um 3,50 m verlängert.

Weitere Untersuchungen über die Beschaffenheit des hinter der neuen Widerlagerwand liegenden Tuffs wurden nicht mehr ausgeführt und auch nicht für erforderlich gehalten. Zweifellos war auch dieser Teil mit Hohlräumen durchsetzt, doch durfte angenommen werden, daß der Tuff, der daselbst wieder größere Festigkeit aufwies, zusammen mit den rauh belassenen Seitenwänden sowie der Reibung auf der Fundamentsohle genügende Standsicherheit des Widerlagers gewährte.

Das Rammen der Holzpfähle von 4 bis 5 m Länge und 30 cm Durchm. durch den Tuff (Abb. 4) ging in dem vorderen Teil der Baugrube sehr gut. Es gelang, sämtliche Pfähle bis auf die feste Nagelfluhschicht einzutreiben. Im hinteren, nachträglich um 3,50 m verlängerten Teil war es jedoch nicht möglich, die Pfähle tiefer als 1,50 m zu schlagen. Insgesamt wurden 63 Pfähle gerammt, deren Lage aus Abb. 2 zu ersehen ist.

Zur Erzielung einer gleichmäßigen Lastverteilung auf die Pfahlköpfe wurde weiterhin eine über das ganze Fundament sich erstreckende, 60 cm starke kreuzweis bewehrte Eisenbetonplatte ausgeführt und alsdann das Widerlager ohne weitere Schwierigkeiten fertiggestellt.

Lehrgerüst.

Während der Ausführung der Widerlager ist das Lehrgerüst abgebunden und aufgestellt worden. Der Gerüstbau wurde auf eiserne Sandtöpfe gestellt, die sich beim Ablassen gut bewährten.

Die Überhöhung des Lehrgerüstes bestimmte man auf Grund der Berechnung der Scheitelsenkung infolge Eigengewichts (19,5 mm) sowie Schwindens (58 mm) und unter Berücksichtigung der elastischen Zusammenpressung des Gerüstholzes unter der Gewölbelast sowie den Zusammenpressungen der Lehrgerüstfugen und Sandtöpfe. Mit einem Zuschlag von 50% ergab sich eine Überhöhung von 12 cm.

Die Ausbildung des Gerüstes ist aus Abb. 5 zu ersehen. Besonderheiten sind nicht zu erwähnen.

Gewölbe.

Das Gewölbe ist als Dreigelenkbogen nach dem von Prof. Mörsch im Beton-Kalender 1925 veröffentlichten Verfahren berechnet worden. Die Gewölbebreite beträgt 4,40 m. Für die Bemessung wählte man mit Rücksicht auf die Verwendung von hochwertigem Zement eine zulässige Druckspannung von 50 kg/cm². Zugspannungen traten nicht auf, so daß

Abb. 4. Rammarbeiten in der Baugrube des linken Widerlagers.

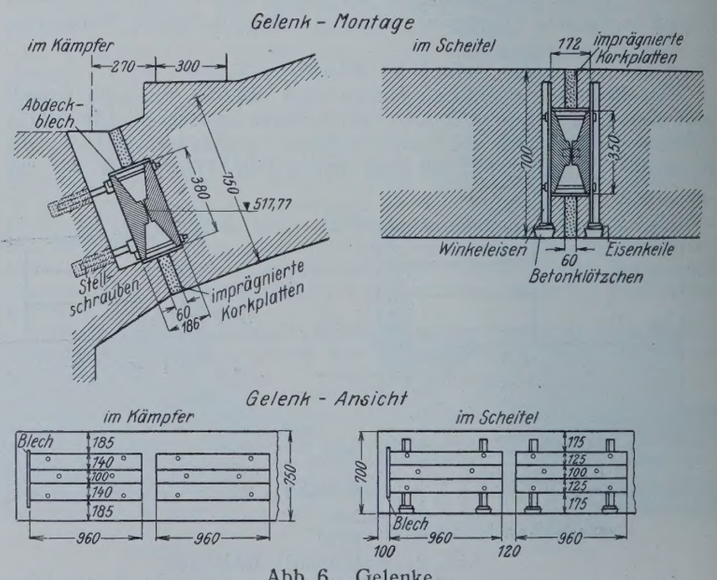


Abb. 6. Gelenke.

rechnungsmäßig keine Bewehrung erforderlich gewesen wäre. Um jedoch dem sehr flachen Bogen eine erhöhte Sicherheit zu geben, wurde eine leichte Bewehrung an den beiden Leibungen von je 12 ⌀ 18 mm auf die Gewölbebreite eingelegt und mit Bügeln verbunden.

Das Betonieren des Gewölbes geschah in einzelnen Lamellen, deren Schlußstücke immer über den Kranzholzstößen lagen. Beim Betonieren wurde die in Abb. 5 eingeschriebene Reihenfolge eingehalten. Das Stampfen des Gewölbes geschah mit Druckluft.

Gelenke.

Die Gelenke führte man aus Gußstahl mit den aus Abb. 6 ersichtlichen Abmessungen aus. Um ein genaues Versetzen der Gelenke am Widerlager zu ermöglichen, waren zuvor Stellschrauben mit teilweise aufgeschraubten Muttern einbetoniert worden, auf denen die zusammengeschraubten Gelenkhälften aufgelegt wurden. Durch die richtige Einstellung der Schraubenmuttern war es alsdann ohne weiteres möglich, die Auflagerflächen der Gelenke genau senkrecht zur Gewölbeachse zu stellen. Der Zwischenraum zwischen den Gelenken und den Gelenkquadern ist sorgfältig mit Zementmörtel ausgegossen worden.

Die Scheitelgelenke waren zum leichteren Versetzen an kleine Winkeleisen angeschraubt. Die einzelnen Gelenke wurden mit diesen Winkeln auf Betonklötzchen, die auf der Gewölbeschalung auflagen, aufgestellt und durch Eisenkeile in die genaue Höhenlage gebracht. Gegen die Gelenkstücke wurden dann später die Gewölbelamellen anbetoniert.

Weitere Einzelheiten über die Ausbildung der Gelenke sind aus Abb. 6 zu ersehen. Die Gelenkfugen wurden in der Fahrbahn mit Schleifblechen überdeckt.

Fahrbahnkonstruktion.

Die Bemessung der Eisenbetonfahrbahn geschah nach den amtlichen Bestimmungen über die Ausführung von Eisenbetonbauwerken vom Sept. 1925. Die Anordnung der Konstruktion ist aus Abb. 1 zu ersehen.

Ablassen des Lehrgerüstes.

Beim Ablassen des Lehrgerüstes, das vom Scheitel gegen die Kämpfer und ohne besondere Vorkommnisse ausgeführt wurde, ergaben die angestellten Messungen eine Scheitelsenkung von 29 mm, die sich im Laufe von weiteren 24 Stunden auf 31 mm erhöhte und damit vorläufig zum Stillstande kam. In den folgenden Monaten ist alsdann eine weitere Scheitelsenkung eingetreten, die vom Schwinden des Betons herrührte. Seit Sommer 1928 sind jedoch keine Bewegungen mehr festgestellt worden.

Abb. 8. Donaubrücke Zwiefaltendorf (Württ.).

In Anbetracht der Schwierigkeit der Gründung wurde das Verhalten der Widerlager beim Ablassen des Lehrgerüstes besonders beobachtet. Es ergab sich hierbei für das rechte Widerlager ein seitliches Ausweichen von 3,5 mm, während das linke im Tuff gegründete Widerlager keine Verschiebung aufwies.

Die Senkung des Kämpfers am rechten Widerlager betrug 1 mm, am linken Widerlager war sie = 0.

Notbrücke.

Vor Inangriffnahme der Bauarbeiten der Dreigelenkbogenbrücke wurde unmittelbar unterhalb derselben eine Notbrücke aus Holz erstellt, die dem starken landwirtschaftlichen Verkehr sowie als Bauhilfsbrücke diente. Ihre Konstruktfon ist aus Abb. 7 zu ersehen.

Die Ausarbeitung des Entwurfs der Brücke sowie die Oberbauleitung lag in den Händen des Herrn Oberbaurat Ritter von der Ministerialabteilung für den Straßen- und Wasserbau Stuttgart. Die Ausführung des Bauwerks wurde besorgt durch das Straßen- und Wasserbauamt Ehingen — Baurat Scheufele —, während die örtliche Bauleitung durch den Verfasser selbst ausgeführt wurde. Die architektonische Ausgestaltung der Brücke (Abb. 8) verdankt man den Vorschlägen der Architekten Oberbaurat Eisenlohr und Pfennig, Stuttgart. Ausgeführt wurden die Bauarbeiten durch die Firma Wayss & Freytag A.-G., Stuttgart.

Alle Rechte vorbehalten.

Vergleich der Bodengewinnungskosten bei Anwendung von Handschacht und Maschinenarbeit.

Die Frage der maschinellen Bodengewinnung ist selbst heute im Zeitalter der Maschinen noch stark umstritten. Besonders vor Beginn von Bodengewinnung wird regelmäßig überlegt, welches Gerät zur Verwendung kommen soll. Diese Frage ist selbstverständlich nicht generell zu behandeln, sondern muß auf Grund praktischer Erfahrungen und eingehender Untersuchungen gelöst werden. Nachstehend ist eine solche Untersuchung auf Grund tatsächlich erzielter Ergebnisse durchgeführt worden.

Die Untersuchungen erstrecken sich auf Arbeiten im Moor- und Torfboden unter gleichen Bedingungen für die einzelnen Gewinnungsarten. Die Baggerarbeiten selbst wurden zu gleicher Zeit an zwei Stellen ausgeführt, und zwar an der einen im Handschacht und mit Hilfe von Schwimmbaggern im Eigenbetrieb, an der anderen mit dem Menckschen Raupengreifer im Unternehmerbetrieb.

Im Eigenbetrieb wurde zuerst, da die Schwimmbagger wegen zu niedrigen Wasserstandes nicht schwimmen konnten, im Handschacht gearbeitet, und hier wieder zur Feststellung der Leistung im Stundenlohn. Angesetzt waren zehn Mann, davon acht Mann im Schacht, zwei Mann auf der Kippe bei einer Arbeitszeit von acht Stunden. Der Boden mußte 5 bis 10 m weit seitlich unter Anwendung von Lorenbetrieb abgesetzt werden. Loren und Gleis wurden der Kolonne zur Verfügung gestellt, das übrige Gerät von den Arbeitern vorgehalten. Die Gesamtleistung betrug in der Schicht 56 m³.

An Kosten entstanden hierbei:

Lohn: 1 Vorarbeiter und 9 Arbeiter . . .	44,93 R.-M.
Geräteabschreibung und sonstige Unkosten	15,— „
	59,93 R.-M.,

d. h. 1 m³ Bodenaushub kostete im Handschacht bei Tagelohn

1,07 R.-M.

Nach Feststellung der Leistung wurde zur Akkordarbeit übergegangen. Um das Abrechnungsverfahren zu erleichtern und hierbei unnötige Bureauarbeit zu sparen, trat der Vorarbeiter jetzt sozusagen als Unternehmer auf, die Kolonne arbeitete als Arbeitsgesellschaft. Der Akkordpreis betrug 0,85 R.-M./m³, geleistet wurden 72 m³ in der Schicht. Mithin die Kosten:

Bodengewinnung 72 m³ je 0,85 R.-M.	61,50 R.-M.
Geräteabschreibung (weitere Unkosten entstanden nicht)	5,— „
	66,50 R.-M.,

d. h. 1 m³ Boden kostete im Handschacht bei Akkord

0,925 R.-M.

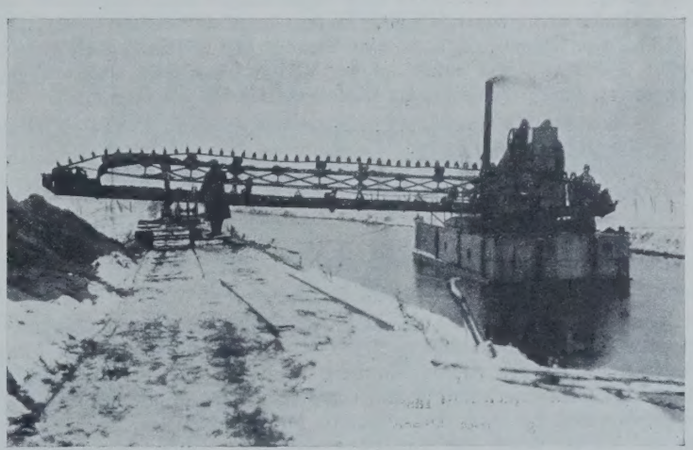


Abb. 1.
Schwimmender Eimerkettendampfbagger mit Überleiter.

Ergänzend sei noch bemerkt, daß an Gerät zur Verfügung gestellt wurden: vier Loren mit rd. 50 m Gleis.

Nachdem der Bodenaushub von Hand nicht mehr möglich war und der Wasserstand sich gehoben hatte, wurde ein Schwimmbagger (Eimerkettenbagger mit Überleiter und Dampfantrieb) angesetzt (s. Abb. 1). Mit Hilfe des Überleiters konnte das Baggergut unmittelbar vom Bagger an die Verbauungsstelle befördert werden.

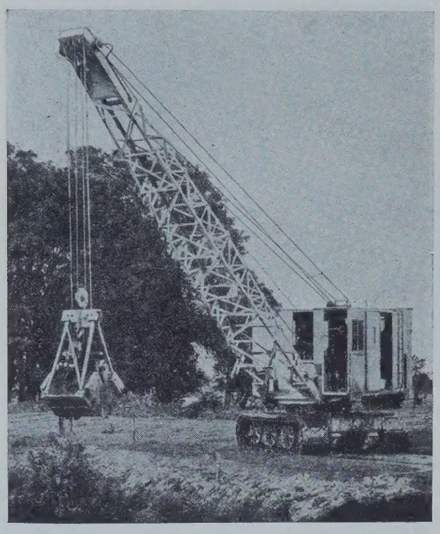


Abb. 2.
Raupengreifer mit Dieselmotorantrieb der Firma Menck & Hambrock bei Baggerarbeiten im Moor.

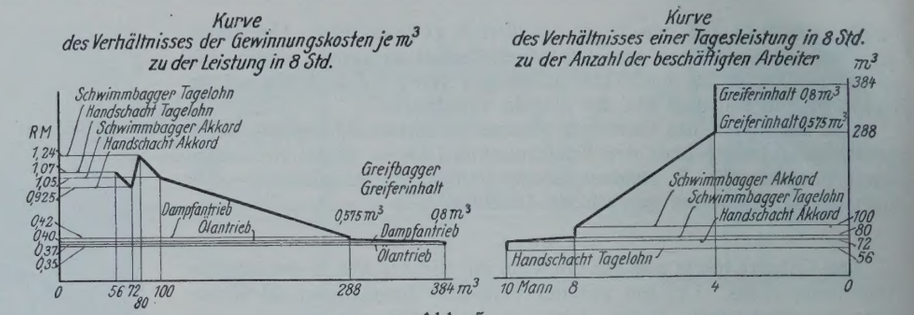


Abb. 5.

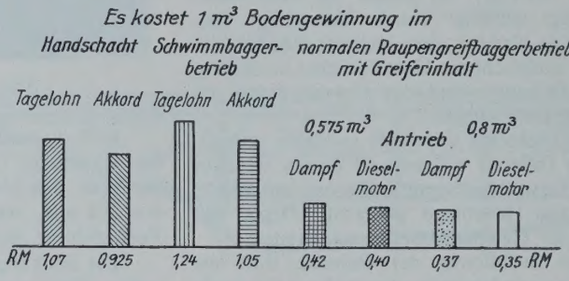


Abb. 3.

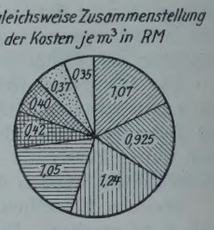


Abb. 4.

Zwecks Leistungsfeststellung wurde auch in diesem Falle in der ersten Zeit im Stundenlohn gearbeitet. Bei achtstündiger Schicht ergaben sich folgende Kosten:

Lohnkosten (1 Baggerführer, 1 Maschinist, 1 Decksmann und 5 Mann Bedienung)		49,35 R.-M.
Betriebstoffe	rd.	20,— „
Abschreibung und soziale Lasten	rd.	30,— „
		99,35 R.-M.

Die tägliche Gesamtleistung des Baggers betrug 80 m³, mithin der Gewinnungspreis für 1 m³ Bodenaushub

1,24 R.-M.

Bei Einsatz der Akkordarbeit stieg unter denselben Verhältnissen die tägliche Leistung auf 100 m³ bei einem Einheitspreis von 0,55 R.-M.; mithin die Kosten:

Lohnkosten: 100 m³ je 0,55 R.-M.		55 R.-M.
Betriebstoffe, wie oben	rd.	20 „
Abschreibung und soziale Lasten, wie oben	rd.	30 „
		105 R.-M.

Der Gewinnungspreis für 1 m³ Boden betrug rd.

1,05 R.-M.

Unter denselben Verhältnissen arbeitete gleichzeitig — wie schon oben gesagt — ein Menckscher Raupengreifbagger mit Dampfantrieb und einem Greiferinhalt von 0,575 m³. Er leistete in der Minute zwei Spiele je 0,3 m³ Greiferinhalt, d. h. in acht Stunden 288 m³ Bodenaushub. Der Boden wurde von ihm sofort an der Verwendungsstelle abgesetzt und dort, soweit nötig, planiert. An Kosten entstanden hierbei:

Lohnkosten: 1 Maschinist, 1 Heizer und 2 Mann		35,80 R.-M.
Betriebstoffe	rd.	15,00 „
Abschreibung rd. 1 ‰ f. 1 Tag	rd.	43,00 „
dazu 30 % sonstige Unkosten	rd.	28,— „
		121,80 R.-M.,

d. h. es kostete 1 m³ Bodenaushub in diesem Falle rd.

0,42 R.-M.

Gleichzeitig war ich in der Lage, auch die Bodengewinnungskosten bei Anwendung eines Raupengreifers mit Dieselmotorantrieb der Firma Menck & Hambrock, Altona-Hamburg (Abb. 2) festzustellen. Hierbei möchte ich nicht unerwähnt lassen, daß auch ich vorher gewisse Bedenken gegen Anwendung eines Dieselmotors im Baggerbetrieb hatte. Diese wurden jedoch durch die Tatsachen zerstreut. Ohne Schwierigkeiten überwand der Bagger Bodenhindernisse und war zu jeder Stunde betriebsfertig. Auch bei angestrengtester Dauerarbeit blieb der Dieselmotor betriebssicher.

Die Kosten veränderten sich hierbei in folgender Weise:

Lohnkosten und Abschreibung wie oben		78,80 R.-M.
Betriebstoffe (Gasöl und Schmieröl)	rd.	9,50 „
		88,30 R.-M.
dazu wie oben rd. 30 %	rd.	26,50 „
		114,80 R.-M.

Bei derselben täglichen Leistung wie vorher vermindert sich der Preis bei Dieselmotorantrieb um rd. 0,02 R.-M. gegenüber dem Dampfantrieb. Mithin kostet 1 m³ Bodenaushub

0,40 R.-M.

Die nachfolgende Untersuchung ist problematischer Art. Sie soll zeigen, daß bei Verwendung desselben Gerätes mit größerem Greiferinhalt noch günstigere Ergebnisse erzielt werden können. Sie ist ausgearbeitet für einen Greiferinhalt von 0,8 m³. Bei zwei Spielen in 1 min beträgt die Stundenleistung 120 Spiele. Von diesen werden auf Grund vorliegender Erfahrungen $^2/_3$ in Ansatz gebracht, also 80 Spiele in der Stunde je 0,6 m³. Die Gesamtleistung in acht Stunden beträgt 384 m³.

Die Anzahl der notwendigen Arbeiter und somit auch die Lohnkosten sind dieselben wie oben, mithin:

Lohnkosten		35,80 R.-M.
Betriebstoff bei Dampfantrieb	rd.	20,— „
Abschreibung rd. 1 ‰ f. 1 Tag	rd.	53,— „
		108,80 R.-M.
dazu 30 % sonstige Unkosten	rd.	32,50 „
		141,30 R.-M.

oder rd. 141,— R.-M. Der Gewinnungspreis für 1 m³ Bodenaushub beträgt somit rd.

0,37 R.-M.

Bei Verwendung eines Dieselmotors ändern sich die Kosten folgendermaßen:

Lohnkosten und Abschreibung wie oben		88,80 R.-M.
Betriebstoffe	rd.	15,— „
		103,80 R.-M.
dazu wie oben 30 %	rd.	31,— „
		134,80 R.-M.

oder rd. 135,— R.-M. Auch hier ermäßigt sich der Gewinnungspreis bei Anwendung eines Dieselmotors um 0,02 R.-M. und beträgt für 1 m³ Bodenaushub rd.

0,35 R.-M.

Die so ermittelten Preise für 1 m³ Bodenaushub sind in Abb. 3 nebeneinander aufgetragen. In Abb. 4 unten sind sie zwecks besserer Übersicht als Sektoren eines Kreises zusammengestellt. Weiterhin sind die Untersuchungsergebnisse in Abb. 5 in Kurvenform ausgewertet.

Die Kurve links zeigt, wie im allgemeinen bei Anwendung richtiger Arbeitsverfahren und moderner Arbeitsgeräte die Gewinnungskosten bei erhöhter Leistung fallen. Auf der Abszisse ist die Tagesleistung in m³ aufgetragen, während die Ordinate den Preis für 1 m³ angibt. Besonders markant ist, wie bei Beginn der Kurve der Gewinnungspreis bei Übergang vom Stundenlohn zum Akkordlohn stark fällt.

Die Kurve rechts stellt das Verhältnis der Tagesleistung in m³ (Ordinate) zu der Anzahl der beschäftigten Arbeiter (Abszisse) dar. Hier das Bemerkenswerte, wie bei richtigem Einsatz von Hochleistungsgerät die Anzahl der notwendigen Arbeiter zurückgeht, mithin Arbeitskräfte für andere Zwecke frei werden.

In Abb. 6 sind für die ermittelten Preise bei verschiedenen Gewinnungsarten die Kosten für Lohn, Betriebstoff und Allgemeines getrennt und prozentual als Kreissegmente aufgetragen. Der ganze Kreis zeigt dann

die Gesamtkosten für 1 m³. Die Kreise selbst stehen in richtigem Verhältnis zueinander.

In der graphischen Darstellung in der Mitte sind diese — wie oben gesagt — getrennten Unkosten als Kurven übereinander aufgetragen, und zwar die Tagesleistung in m³ als Abszisse, die Kosten für 1 m³ als Ordinate. Die oberste Kurve, die Lohnkurve, steigt bei Handschacht naturgemäß unter den geschilderten Verhältnissen vom Tagelohn zum Akkordlohn und fällt dann stark bei Anwendung moderner Geräte. Die mittlere Kurve zeigt die allgemeinen Unkosten. Hier bemerkenswert das Fallen dieser Kurve vom Stundenlohn zum Akkordlohn beim Handschacht, dann wieder ein Ansteigen im Stundenlohn und ein erneutes Fallen im Akkordlohn bei Anwendung desselben Gerätes unter gleichen Arbeitsbedingungen, und zum Schluß ein weiteres stetiges Fallen bei Anwendung moderner Geräte, ein plötzliches Fallen beim Übergang vom Dampf- zum Dieselmotorantrieb. Und endlich die dritte Kurve, die der Betriebstoffe, die naturgemäß erst bei Anwendung der Maschinen einsetzt und im allgemeinen bei Anwendung moderner Geräte weiterhin fällt. Bemerkenswert hier das plötzliche Fallen beim Übergang vom Dampf- auf Dieselmotorantrieb und späterhin wieder das Steigen zum Dampfantrieb und erneutes plötzliches Fallen beim Dieselmotorantrieb.

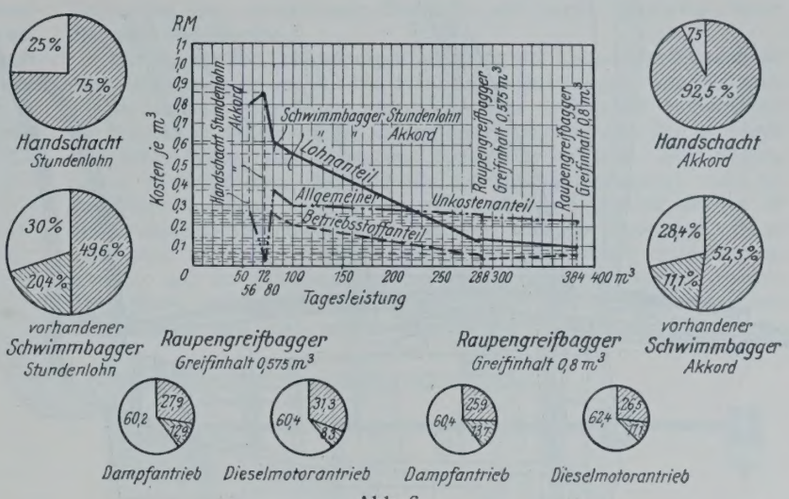


Abb. 6.

Die Untersuchung zeigt, daß die Anwendung veralteter Geräte heute unverantwortlich ist, da die Gewinnungskosten für 1 m³ Boden sich außerordentlich hoch stellen. Selbstverständlich ist dieses Ergebnis nicht ohne weiteres zu verallgemeinern, da sich die einzelnen Kosten bei verschiedenen Bodenarten anders gestalten müssen. Jedoch halte ich es grundsätzlich für zweckmäßig, sich bei Bodenarbeiten über die Gewinnungsart an Hand derartiger Untersuchungen klar zu werden und auch weiterhin während der Ausführung der Arbeiten die Gewinnungspreise für 1 m³ Boden in ähnlicher Weise, wie hier gezeigt, zu verfolgen. Nur bei dauernder Überwachung in diesem Sinne und sorgfältig durchdachter Kalkulation wird man sich vor Verlusten schützen können.

Friedrich Gutberlet, Regierungsbaumeister.

Hochwasserschutzbecken in den niederschlesischen hochwassergefährlichen linken Nebenflüssen der Oder.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Landesbaurat **Janetzki**, Breslau.

Die auf Grund des Gesetzes zur Verhütung von Hochwassergefahren vom 3. Juli 1900 in den Gebieten der hochwassergefährlichen linken Nebenflüsse der Oder ausgeführten 15 Staubecken mit rd. 110 Mill. m³ Fassungsraum haben sich in den ersten Jahrzehnten nach ihrer Fertigstellung gut bewährt. Es hat sich aber herausgestellt, daß in einzelnen Flußgebieten der bisher durch Staubecken geschaffene Hochwasserschutz noch nicht genügt. Besonders zeigte sich dies im Gebiete der Katzbach, in dem bisher nur zwei Staubecken kleineren Umfanges zur Ausführung gekommen sind, bei dem Katastrophenhochwasser im Frühjahr 1917, das große Verheerungen verursachte und infolge eines Dammbruches auch einen Teil der Stadt Liegnitz überflutete. Daher wurden von der Flußbauverwaltung der Provinz Niederschlesien, die nach dem vorerwähnten Gesetze den Ausbau und die Unterhaltung der wichtigsten Flußläufe des Katzbachgebietes übernommen hat, Entwürfe für weitere Staubecken aufgestellt, mit deren Bau nach Überwindung der Schwierigkeiten bei der Geldbeschaffung im vergangenen Jahre begonnen werden konnte.

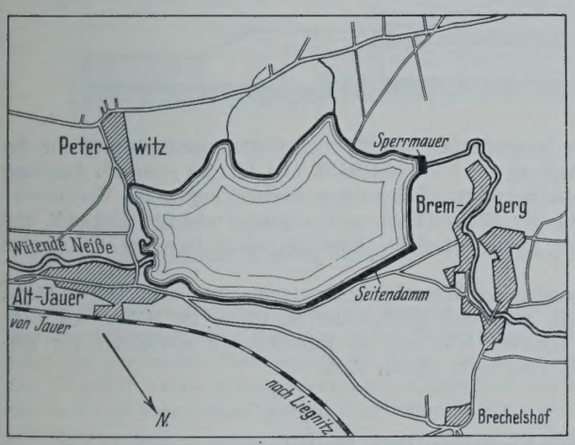


Abb. 1.

Das wichtigste dieser neuen Becken ist dasjenige, das im Tale der Wütenden Neiße oberhalb Bremberg im Kreise Jauer hergestellt wird und bei einem Niederschlagsgebiet von 375 km² rd. 5 Mill. m³ Stauraum erhält. Die Wütende Neiße ist, wie der Name schon andeutet, der bedeutendste hochwassergefährliche Nebenfluß der Katzbach, der an der Sperrenstelle eine Wasserführung bis zu 230 m³/sek hat. Die Absperrung des Tales geschieht in einer rd. 75 m breiten Engstelle mit steilen Basalthängen durch eine Mauer, während ein etwa 550 m langer Damm von 3,5 m größter Höhe das Abfließen des aufgestauten Wassers durch eine seitliche Einsattelung verhindert (Abb. 1). Zur Abführung des gewöhnlichen Wassers und des unschädlichen Hochwassers sind in der Sperrmauer, deren Querschnitt aus Abb. 2 ersichtlich ist, zwei Öffnungen von je 4,4 m² Durchflußquerschnitt vorgesehen, durch die im Höchstfalle bei gefülltem Becken 80 m³/sek abfließen. Von der größten Hochwassermenge werden also 150 m³/sek zurückgehalten, so daß die flußabwärts anschließende Strecke der Wütenden Neiße bis zur Einmündung in die Katzbach in weitgehendstem Maße entlastet wird. Auch in der Katzbach bis einschließlich der Stadtlage von Liegnitz wird der Hochwasserstand so

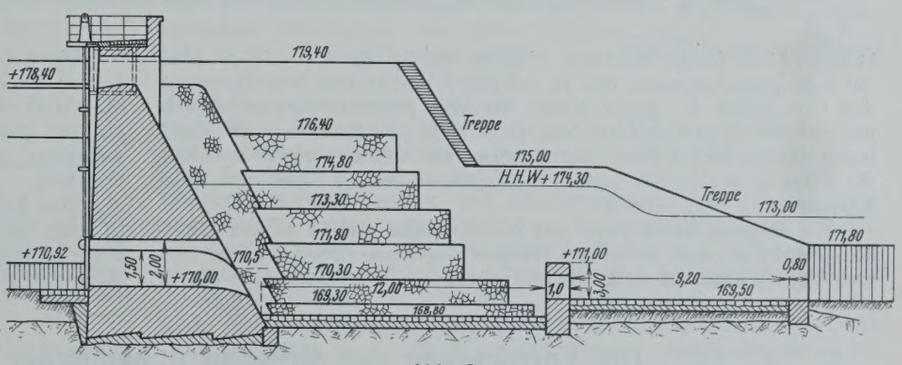


Abb. 2.

erheblich abgesenkt, daß der Umfang der Überflutung des seitlich der Katzbach liegenden Schwarzwasserbruches und die Gefahr für den Bestand der Deiche, die bisher häufig gebrochen sind, wesentlich geringer werden.

Als Entlastungsanlage bei außergewöhnlich großem Hochwasser ist auf der linken Hälfte der Mauer und seitlich von ihr am linken Hang ein Hochwasserüberlauf angeordnet, dessen Abmessungen so gewählt sind, daß auch im ungünstigsten Falle ein nachteilig hoher Aufstau oder ein Überströmen der rechten Mauerhälfte sowie des seitlichen Dammes ausgeschlossen ist (Abb. 3).

Die Herstellung der Sperrmauer geschieht wegen des an der Baustelle anstehenden tadellosen Basalts in Bruchsteinmauerwerk aus diesem Material und wird voraussichtlich etwa Mitte 1929 beendet sein.

Das zweite ebenfalls im Bau befindliche Staubecken oberhalb Kauffung im Kreise Schönau hat einen wesentlich kleineren Fassungsraum als das bei Bremberg. Es liegt im Quellgebiet der Katzbach (Abb. 4) und hat nur ein Zuflußgebiet von rd. 19 km², in dem aber bei Hochwasser wie im Jahre 1926 bis zu 84 m³/sek zum Abfluß gelangen. Derartige Wassermassen richten in dem kurz unterhalb belegenen Industrieorte

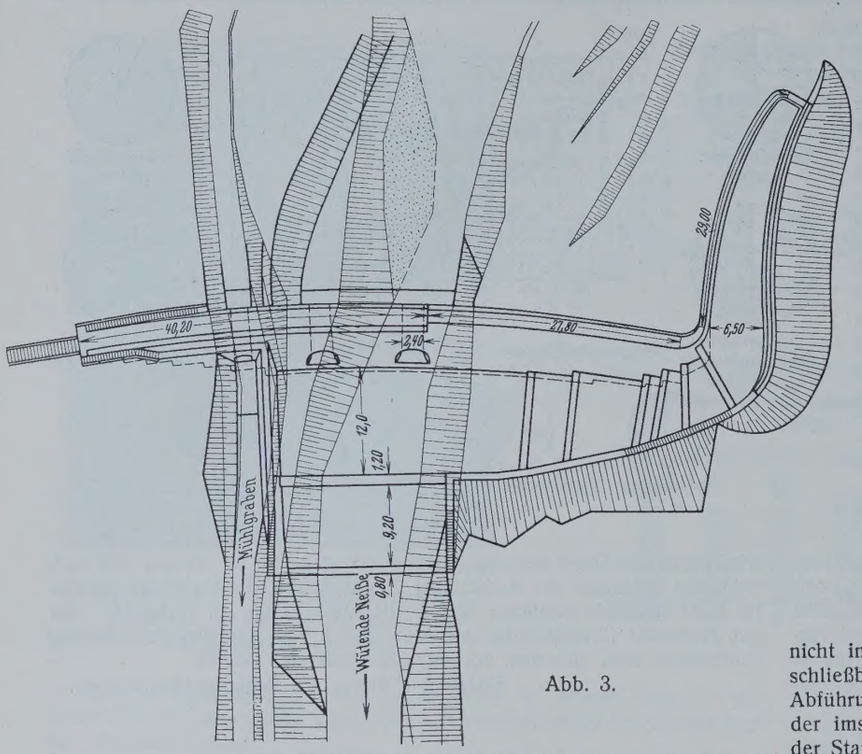


Abb. 3.

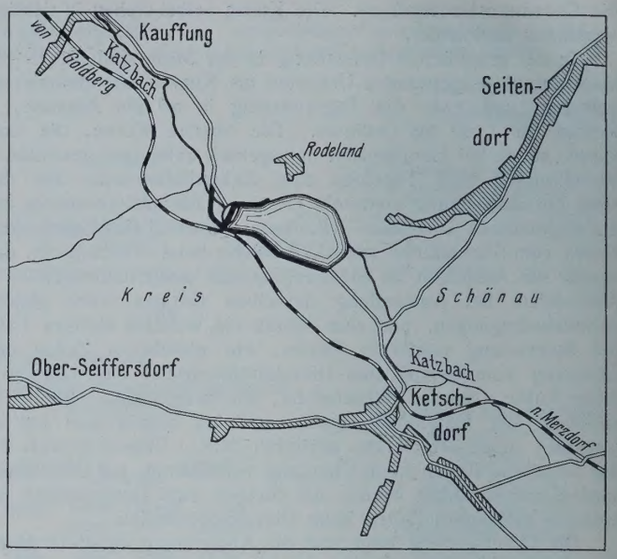


Abb. 4.

Kauffung, dessen Gebäude und Straßen zum Teil im Überflutungsgebiete der Katzbach liegen, wegen des starken Gefälles großen Schaden an; so haben z. B. die Kosten für die Beseitigung der Schäden an Ufern, Brücken und Straßen nach dem Hochwasser des Jahres 1926 allein im Orte Kauffung rd. 250 000 R.-M. betragen. Das neue Staubecken soll daher in erster Linie den Ort Kauffung schützen und ist mit rd. 1 Mill. m³ Stauraum so groß bemessen, daß es bei einem Abfluß von 6 m³/sek durch den Grundablaß die größte bisher bekannte Hochwassermenge zurückhalten kann. In zweiter Linie bewirkt es auch eine Entlastung des Oberlaufes der Katzbach bis zur Stadt Schönau und verstärkt weiter unterhalb die Wirkung des bereits vorhandenen Staubeckens im Steinbachtale bei Schönau.

Als Absperrbauwerk wird ein 163 m langer und 14 m hoher Erddamm errichtet, weil der an den Hängen in geringer Tiefe liegende Fels nach der Talmitte zu stark abfällt, so daß die Errichtung einer Mauer nicht in Frage kommt. Die Entlastungsanlagen bestehen in einem verschließbaren Grundablaß mit auf 6 m³/sek einzustellendem größten Abführungsvermögen und einem turmartigen Hochwasserüberfall (Abb. 5), der imstande ist, die größte Hochwassermenge aufzunehmen, ohne daß der Stauspiegel eine nachteilige und für den Damm gefährliche Höhe erreicht. Die Durchführung des Wassers durch den Erddamm geschieht durch einen gewölbten Durchlaß.

Mit der Bauausführung ist im vergangenen Herbst begonnen worden, und zwar ist zunächst als vorbereitende Arbeit die Verlegung einer Chaussee auf rd. 1 km Länge zur Ausführung gelangt.

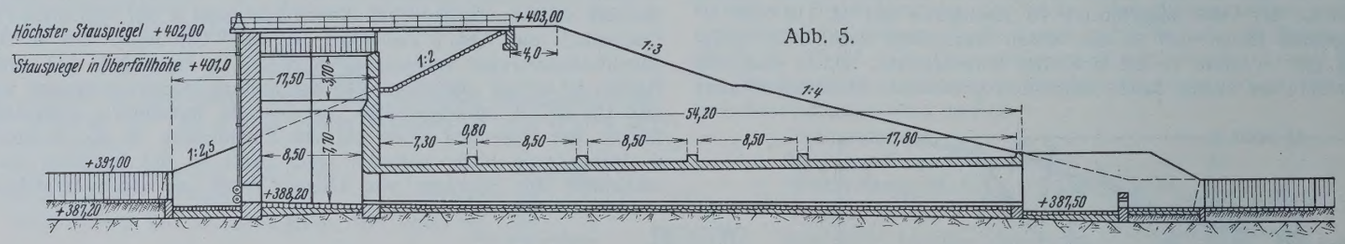


Abb. 5.

Die Kosten einschließlich der für den Grunderwerb werden für das Becken bei Bremberg rd. 1 200 000 R.-M. und für das oberhalb Kauffung rd. 900 000 R.-M. betragen. Bei beiden Becken liegen die Verhältnisse insofern günstig, als Wohnstätten und sonstige wichtige Gebäude mit Ausnahme einer Mühle oberhalb Kauffung nicht beseitigt zu werden brauchen.

Eine Ausnutzung des Wassers zur Gewinnung von elektrischem Strom ist nicht geplant, weil sich genügender Stauraum für Nutzwasser nicht ohne weiteres schaffen läßt und die Zuflußmenge sowie das zur Verfügung stehende Gefälle zu gering sind.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Entwicklung der Messung dynamischer Wirkungen bei Brücken.

Von Dipl.-Ing. **A. Bühler,** Sektionschef für Brückenbau bei der Generaldirektion der S. B. B., Bern.

(Schluß aus Heft 27.)

Diese sehr beliebten Drahtmessungseinrichtungen versagen aber zum Teil, sobald die Drähte in schnellfließendes Wasser kommen; der Strömungsdruck auf den Draht ist so groß, daß die Diagramme gefälscht werden. Wie soll man sich nunmehr helfen? In der Praxis nimmt man in solchen Fällen ein Fernrohr zur Hilfe, mit dem ein an der Brücke angebrachter Maßstab beobachtet wird. Die dynamischen Vorgänge lassen sich aber nicht genauer angeben, da selbst ein geübtes Auge schnellen Schwingungen, deren Dauer unter $^1/_{20}$ Sekunden liegt, nicht folgen kann. An Stelle des menschlichen Auges könnte indessen eine photographische Kamera treten. Dies bedänge eine sehr stabile Aufstellung der Kamera samt Fernrohr, was sich in der Praxis wohl vielfach erreichen ließe. Wir erinnern hierbei an die mit derartigen Hilfsmitteln am Oberbau ausgeführten Beobachtungen von Wasiutinski.

Neben zweckmäßig angeordneten Drahtmeßeinrichtungen sollten also für dynamische Messungen Fernrohre mit verschiedenen Vergrößerungen und photographischer Kamera vorhanden sein, deren Ausbildung und Anwendung aber vorher noch zu prüfen ist.

Zur eindeutigen Bestimmung der Schwingungszustände einer Brücke müßten so viele Apparate vorhanden sein, als Felderteilungen, Knotenpunkte usw. bestehen, außerdem müßten zur Kontrolle auch die Schwingungszustände der Einzelstäbe sowie der Fahrbahn festgestellt werden. Aus den Durchbiegungskurven ließen sich die Geschwindigkeiten der Durchbiegungen sowie die Beschleunigungen und damit die Massenkräfte, also schließlich auch die dynamischen Spannungszustände einer Brücke bestimmen. Wir heben diese Aufgabe besonders hervor, weil nur durch solche Untersuchungen richtige Schlüsse aus den Durchbiegungs- und Schwingungsmessungen gezogen werden können. Hier besteht noch eine große Kluft zwischen Schwingungs- und Bemessungstheorie. Untersuchungen der erwähnten Art sind bis heute noch nie ausgeführt worden, da die dafür nötigen Apparate nicht bestehen und in der erforderlichen Anzahl wohl vorderhand von keiner Verwaltung aufgebracht werden können, um so mehr als bei den zu beobachtenden Punkten zum mindesten in den beiden Hauptschwingungsrichtungen (lotrecht, längs) zu messen wäre. Die Ergebnisse solcher Messungen

versprächen sehr interessant zu werden; haben doch die Brückeningenieure der indischen Bahnen bei ihren Messungen Anhaltspunkte dafür gewonnen, daß Eisenbahnbrücken nicht nur als Ganzes schwingen, sondern auch mit Knotenbildungen, die sich mit der Belastung verschieben und neu bilden. Abb. 7 zeigt die Ergebnisse von Durchbiegungsmessungen, in der die Schwingungen ersten Grades von belasteten und unbelasteten Brücken dargestellt sind.

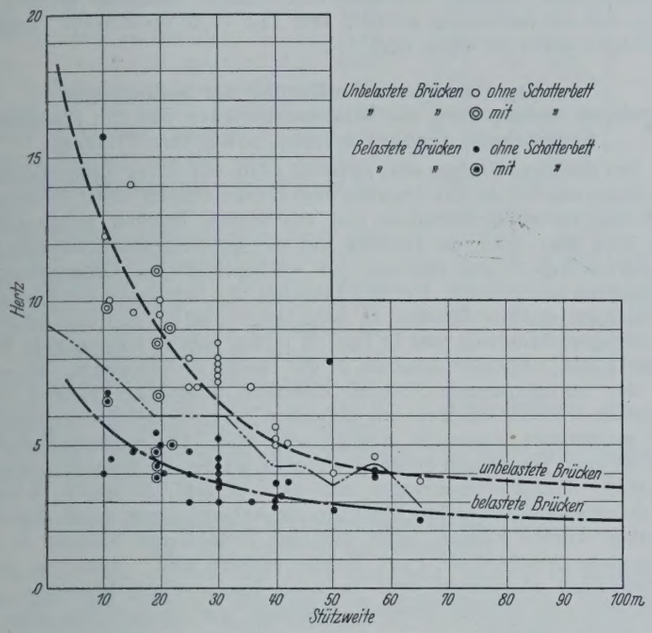


Abb. 7a. (Paralleträgerbrücken).

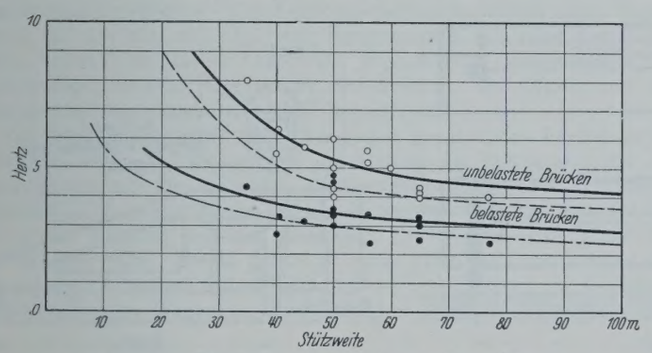


Abb. 7b. (Paralleträger mit Verstärkungsbogen; die gestrichelten Kurven entsprechen den Kurven in Abb. 7a.)

Abb. 7. Beobachtete Schwingungszeiten von eisernen Bahnbrücken.

Noch andere Verfahren sind in Betracht gezogen worden: nämlich die kinematographischen Aufnahmen der Brücken während der Zugüberfahrt und nachherige Ausmessung der Bilder mit dem Koordinatographen. Das Verfahren wird jedoch teuer und umständlich zugleich sein, wenn es überhaupt ausreichend genaue Ergebnisse liefern kann.

Sodann liegt es nahe, daran zu denken, die in der Erdbebenforschung verwendeten Apparate für Schwingungsmessungen an Brücken zu verwenden, um aus den Beobachtungen Beschleunigungen bestimmen zu können. Während der Erdbebenforscher mit großen Vergrößerungen (bis 2000fach) und kleinen Frequenzen arbeitet, begnügt sich der Brückenbauer mit kleineren Vergrößerungen, verlangt jedoch die Angabe kleiner und großer Frequenzen. Im Grunde genommen ist ja auch die lotrechte Einsenkung einer Brücke nichts als eine Schwingung (Grundschwingung), deren Zeitdauer der Überfahrt des Zuges entspricht. Darüber lagern sich Schwingungen höheren Grades, die mit der Geschwindigkeit und dem Gewichte des Zuges wechseln. Jeder Apparat, dessen Schreibvorrichtung nicht eine außerordentlich hohe Eigenfrequenz hat und dessen träge Masse nicht eine Eigenschwingungszeit von etwa 3 bis 5 Sekunden oder mehr hat, ist daher zu Brückenmessungen nicht geeignet, da sonst die Gefahr einer Resonanz besteht. Bei kleinen Brücken z. B. dauert die Einsenkung unter einer Lokomotive nur 1 bis 2 Sekunden. Mit den genannten Apparaten könnten also, neben Schwingungen höherer Ordnung, auch die „Einsenkungen" als Grundschwingung aufgenommen werden, sofern die Dauer der Überfahrt des Zuges nicht mehr als die Hälfte der Eigenschwingungszeit der trägen Masse ausmachen würde. Bis jetzt ist es aber noch nicht gelungen, einen zweckentsprechenden Apparat zu bauen, der einen annehmbaren Ersatz des seit langem gesuchten „festen Punktes" bilden würde.

Für wagerechte Schwingungen ist einzig der Leunersche Apparat mit einer Eigenfrequenz von 0,2 Hertz zu Brückenmessungen recht geeignet; die vorhandene bauliche Anordnung ist aber noch nicht befriedigend. Bei Brücken in der Kurve, die infolge der Fliehkräfte, eine der lotrechten Einsenkung entsprechend langsam verlaufende seitliche Durchbiegung haben, ist die Messung auch mit dem Leunerschen Apparat oft nicht gut durchführbar. Hinzu kommt, daß alle derartigen Apparate auf die oft großen Neigungsänderungen ihres Standortes ebenfalls ansprechen. Es ist daher stets schwierig, in die Diagramme eine Grundlinie einzuzeichnen, von der aus die Schwingungen zuverlässig bestimmt werden können. Bei näherer Betrachtung der Durchbiegungen und Schwingungen einer Brücke zeigt sich eine weitere Schwierigkeit. Nicht nur bereitet die

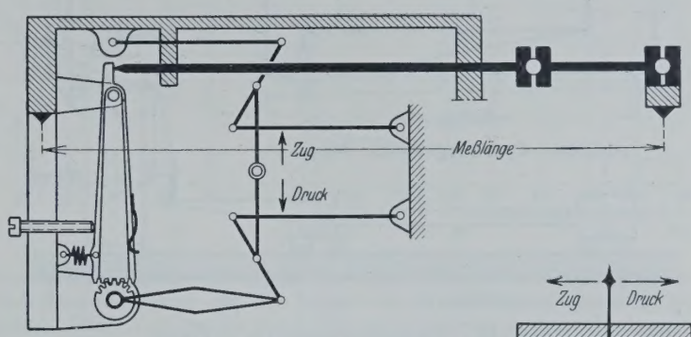


Abb. 8.
Meßapparat Bauart Fränkel.

Gewinnung der zuvor besprochenen „festen Punkte" Kopfzerbrechen, sondern es entsteht die Frage, wo an der Brücke die Durchbiegungen bezw. Schwingungen zu messen seien. Es kommt darauf an, ob wir auf der Innen- oder Außenseite der Träger messen; beide Meßstellen ergeben etwas verschiedene Werte, da die Brücke in sich Formänderungen erleidet, die auch die zu messenden Durchbiegungen und Schwingungen beeinflussen. Diese Verhältnisse sind bei den Untersuchungen mit statischen Belastungen, die heute sehr weit gefördert worden sind, genau erkannt worden. Der Meßort spielt daher eine nicht unwesentliche Rolle und kann auch das Meßverfahren beeinflussen. Zusammenfassend ist daher zu bemerken, daß Durchbiegungs- und Schwingungsmessungen zwar ein wertvolles Mittel bilden, um über die allgemeinen, durchschnittlichen Verhältnisse bei einer Brücke Aufschluß zu bekommen. Ihre Umsetzung in Stoßwerte, wie dies bis jetzt geschieht, ist aber nur als eine Annäherung zu betrachten. Genauere Untersuchungen werden noch dartun müssen, wieweit allenfalls das bisherige Verfahren beibehalten werden darf. Dies ist die eine Ursache, warum die aus Durchbiegungsmessungen hergeleiteten Stoßwerte im allgemeinen kleiner sind als diejenigen, die aus Spannungsmessungen gefunden werden.

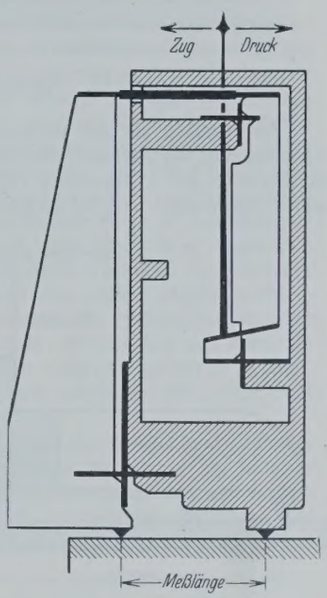


Abb. 9. Meßapparat Bauart Mesnager.

Bei den Spannungsmessern spielen die genannten Umstände eine geringere Rolle. Die Spannungsmessungen sind auch das viel natürlichere Mittel zur Feststellung der Stoßwerte; wir erhalten damit, was äußerst wichtig, ja entscheidend erscheint, dieselben Werte, die beim Bemessungsverfahren der Brücken vorkommen. Vielleicht ist es möglich, daß wir dabei den Anschluß an die Schwingungstheorie verpassen, von der wir uns ja gerne leiten ließen. Wo sollen nun die Spannungen gemessen werden, und welche Apparate können hierzu geeignet sein? Wir wissen von Messungen statisch erzeugter Spannungen, daß nur die vollständige Messung eines Stabes und die Bestimmung der Stabkraft zu richtigen Vergleichen mit der Berechnung führt. Dasselbe Prinzip muß auch bei dynamischen Messungen durchgeführt werden. In Abweichung vom bisherigen Vorgehen sollte daher künftig nicht mehr nur aus dem Verlauf vereinzelter Kantenspannungen auf die Stoßwerte geschlossen werden, was manchmal zu kleine, manchmal zu große Werte ergeben kann, sondern aus dem gemessenen Stabkraft- oder Momentenverlauf. Daraus ließen sich auch alle im Brückenbau schwebenden Fragen lösen, wie die der Stoßwerte in der Tragebene und quer dazu, indem die Fahrbahn, zumeist

durch die Querträger, ebenfalls Spannungserhöhungen in den Hauptträgern hervorruft. Auch dies ist eine Ursache, warum die Stoßwerte aus Spannungsmessungen eher höher ausfallen, als aus Durchbiegungsmessungen.

Was nun die Spannungszeichner anbelangt, so haben sich alle älteren Instrumente als unzulänglich erwiesen. Insbesondere gilt dies von den Apparaten Fränkel (Abb. 8), Mesnager (Abb. 9), Rabut-Mantel (Minimal- und Maximalzeiger) usw., die infolge der niedrigen Eigenfrequenz schon bei 8 Hertz ins Schleudern geraten, während einzelne Erfinder gehofft hatten, mit ihren Apparaten dynamische Messungen vornehmen zu können.

Abb. 10. Spannungsmesser Meyer.

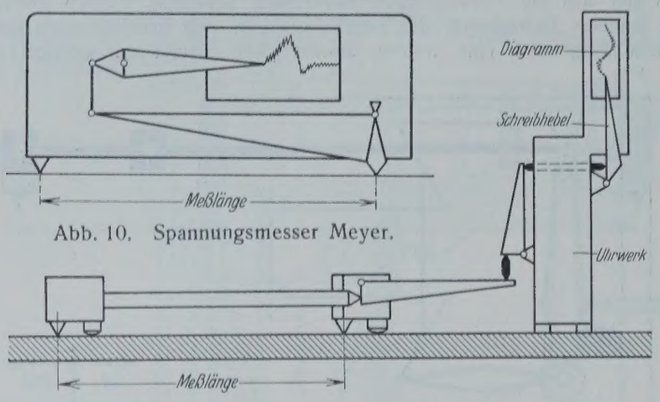


Abb. 11. Spannungsmesser Dr. J. Geiger.

Im Hinblick auf den unbefriedigenden Stand in der Ausbildung und Leistung der vorhandenen Brückenmeßapparate erließ daher die Deutsche Reichsbahn am 1. November 1924 ein Preisausschreiben zur Erlangung eines Spannungs- und Schwingungszeichners für die Bestimmung der dynamischen Beanspruchung eiserner Brücken.[3]) Die Entscheidung des Preisgerichts vom 20. Dezember 1926[4]) ging dahin, daß keiner der eingereichten Apparate den wichtigeren der aufgestellten Bedingungen genüge; insbesondere fiel das Ergebnis für die Schwingungszeichner recht ungünstig aus, während für die Spannungszeichner wenigstens Anhaltspunkte gewonnen wurden, wie diese Apparate verbessert werden könnten.

Über die Schwingungszeichner habe ich mich bereits zuvor ausführlicher geäußert; über die Spannungszeichner möge folgendes nachgeholt werden. Die Aufgabe besteht darin, die mit hohen Frequenzen vor sich gehenden, veränderlichen Dehnungen (bis zu $^1/_2\,^0/_{00}$ der Meßlänge) eines Stabes abzunehmen und zu registrieren. Erwünscht ist eine nicht zu große Meßlänge und Messung in einer wirklichen Faser, um Umrechnungen zu vermeiden. Als neuere Apparate kommen in Frage die Modelle von Ing. Meyer (Abb. 10) und Dr. Geiger (Abb. 11), ferner der Cambridge Scientific Company (Abb. 12), die rein mechanisch die Dehnungen mit Hebelübersetzungen vergrößern und mit Tinte auf Papier oder mit einer Spitze auf Zelluloid aufzeichnen, ferner das Modell von Fereday-Palmer (Abb. 13), das mechanisch-optisch vergrößert und photographisch zeichnet, und endlich das Modell des Standard-Bureau in Washington (Abb. 14) bezw. von Dr. Siemann, bei dem durch Übertragung der Dehnungen auf Kohleplättchen ein Stromkreis beeinflußt wird. Die Änderung der Stromstärke gibt ein Maß für die Dehnungen ab, die mittels eines Oszillographen auf mechanisch-optisch-photographischem Wege registrierbar sind. Auf ähnlichem Wege arbeitet Elsässer. Hierzu käme noch das Meßverfahren nach Dr. Bloß, das mittels Mikroskops und Photographie den Dehnungen zu Leibe rücken will.

Es unterliegt keinem Zweifel, daß die rein mechanisch vergrößernden und zeichnenden Apparate sehr schnelle Schwingungen nicht wiederzugeben vermögen und daß ihnen die gemischt mechanisch-optisch oder mechanisch-elektrisch oder die optisch vergrößernden, photographisch registrierenden Apparate überlegen sein werden. Immerhin hat sich gezeigt, daß die Ausbildung solcher, zum Teil recht verwickelter Apparate auch noch etwas im argen liegt.

4. Programmatische Festlegung der Bedingungen betreffend Meßapparate, die wissenschaftlichen und die praktischen Bedürfnissen genügen müssen, sowie ihre Prüfung.

Der ständigen Prüfung aller Apparate sollte besondere Aufmerksamkeit geschenkt werden, da ihre Angaben dazu dienen müssen, unter Umständen auch die letzten Geheimnisse den arbeitenden Brücken abzulauschen. Das wird aber wohl, im Hinblick auf die außerordentlich verwickelten Arbeitsvorgänge in den Brücken, nur wissenschaftlichen Untersuchungen vorbehalten sein können. Der Brückenbauer, die Ingenieure, die hunderte, ja tausende eiserner Brücken zu unterhalten und bei den ungünstigsten Witterungsverhältnissen und in Eile zu prüfen haben, müssen aber Wert darauf legen, einfachere Apparate in die Hände zu bekommen, die auch bei den hochgespannten Strömen elektrisch betriebener Bahnen nicht beeinflußt werden, was wohl am sichersten bei mechanisch vergrößernden und zeichnenden Apparaten möglich sein wird. Die hochempfindlichen und für hohe Frequenzen gebauten Apparate werden für besondere wissenschaftliche Einzeluntersuchungen und dazu da sein, zu zeigen, wieweit für die gewöhnlichen praktischen Fälle die Anforderungen an die Apparate ermäßigt werden können, ohne daß eine ausreichende Einsicht in die dynamische Arbeitsweise einer Brücke verloren geht. Auch für diese vereinfachten Messungen wird es noch immer eines besonders ausgebildeten und geübten Personals bedürfen, um einwandfreie, gute Ergebnisse zu erhalten.

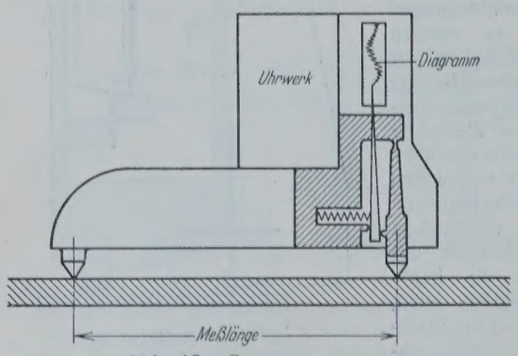


Abb. 12. Spannungsmesser der Cambridge-Instrument-Comp.

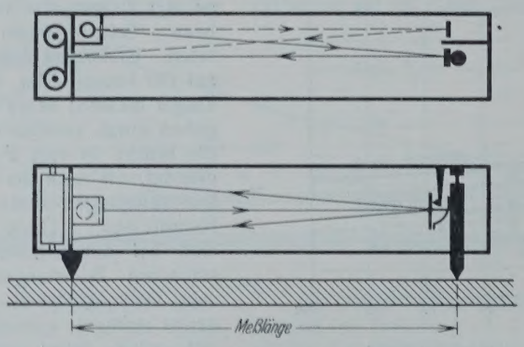


Abb. 13. Spannungsmesser Fereday-Palmer.

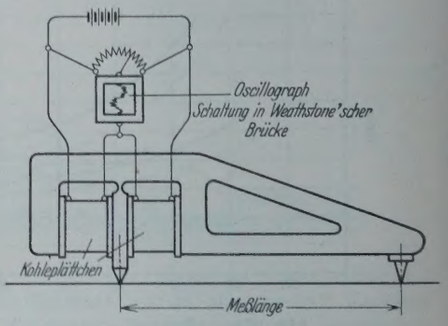


Abb. 14. Telemeter des Standard-Bureau in Washington.

Bei den mechanisch vergrößernden und zeichnenden Apparaten dürfte es wahrscheinlich genügen, wenn sie in der Lage sind, Schwingungen von 50 bis 60 Hertz bei ± 300 kg/cm², zunehmend auf 100 bis 150 Hertz bei ± 30 kg/cm², genügend genau wiederzugeben, bei einer Vergrößerung von etwa 100. Bei 21 cm Meßlänge ergäbe dies Zeigerwege von ± 3 mm abnehmend auf ± 0,3 mm. Es kann als wahrscheinlich angesehen werden, daß damit bei den neuzeitlichen, steifen Brücken wohl die meisten Spannungsänderungen eingeschlossen sind. Dies heißt natürlich nicht, daß nicht noch weit höhere Spannungsschwingungen auftreten können, die aber der Apparat, als klein und zu vernachlässigen, nicht anzugeben brauchte. Es könnte eingewendet werden, daß die höheren Schwingungen auf die Schreibvorrichtung der Apparate Resonanzwirkungen ausüben könnten. Dies wäre durch Vergleichsmessungen noch festzustellen; es darf aber vermutet werden, daß diese in bezug auf die Angaben des Apparates gefährlichen höheren, feineren Schwingungen sich so rasch ändern, daß eine Resonanz sich nicht auswirken kann.

Damit komme ich noch auf die Prüfung der Apparate zurück. Die Apparate des Wettbewerbes der Deutschen Reichsbahn sind auf einem Schütteltisch geprüft worden, dessen Hauptresonanz bei 100 Hertz lag. Seine anfänglichen Ausschläge konnten nicht unter ± 0,035 mm gebracht werden. Mit zunehmenden Hertz wurde die Bewegung immer größer anstatt kleiner, wie dies für eine naturgemäße Prüfung der Apparate erwünscht gewesen wäre. Neben der Verbesserung der Spannungszeichner ist daher zurzeit das wichtigste Problem, einen Schütteltisch zu bauen, mit dem beliebige mechanische Schwingungen, z. B. von ± 0,5 bis 0,03 mm bei 50 bis 100 Hertz, abnehmend auf ± 0,01 bis 0,001 bei 100 bis 200 Hertz, den Meßapparaten mit Sicherheit und genau aufgezwungen werden

[3]) Vergl. „Die Bautechnik" 1924, Heft 51 u. 52.
[4]) Vergl. „Die Bautechnik" 1927, Heft 2.

können. Nur so wird es möglich sein, die nach den verschiedenen Verfahren arbeitenden Apparate zuverlässig zu prüfen. Hierbei ist es für deren Beurteilung von größter Wichtigkeit, daß nicht nur die bewegliche Spitze, sondern die Apparate selbst die Schwingungen mitmachen. Die bewegliche Spitze sollte sich also am festen Bock des Schütteltisches befinden, da beim praktischen Gebrauch die Apparate den heftigsten Erschütterungen ausgesetzt sind. Es ist dies ein Umstand, auf den wir besonders aufmerksam machen möchten und der dazu beiträgt, den Bau von Spannungs- und Schwingungsmessern schwierig zu gestalten.

Im übrigen müssen stets noch vergleichende Messungen mit den verschiedenen Apparaten an den Brücken selbst vorgenommen werden, um deren Zuverlässigkeit zu prüfen, da es unmöglich ist, im Laboratorium diejenigen verwickelten Schwingungsvorgänge und ungünstigen Verhältnisse herbeizuführen, die in der Praxis vorkommen. Es wird auch nötig werden, vor und nach jeder Messung die Spannungs- und Schwingungszeichner auf einem Schütteltisch zu eichen.

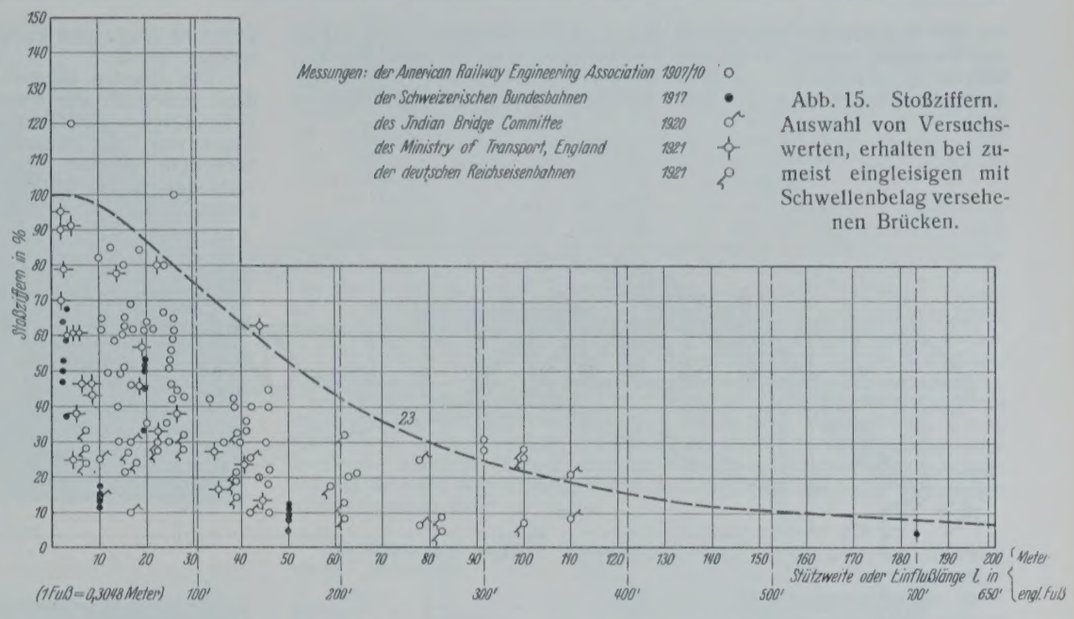


Abb. 15. Stoßziffern. Auswahl von Versuchswerten, erhalten bei zumeist eingleisigen mit Schwellenbelag versehenen Brücken.

5. Die dynamischen Erscheinungen an den Brücken und ihre künftige Untersuchung.

Nehmen wir nun an, wir seien glückliche Besitzer einwandfreier Spannungs- und Schwingungszeichner, so beginnen weitere, früher ungeahnte Schwierigkeiten. Sehen wir uns die bisherigen Ergebnisse von Stoßwertbestimmungen an, so erkennen wir darin weder Ordnung noch logische Zusammenhänge. Die Einzelbeobachtungen bilden einen Punkthaufen, der nur das eine Gute hat, einigermaßen mit einer Kurve eingehüllt werden zu können (Abb. 15). Irgendwelche gesetzmäßige Zusammenhänge zwischen der Bauart der Brücken, der Gleise und der Betriebsmittel usw. lassen sich nicht herauslesen.

Die Brückeningenieure, die sich mit den dynamischen Erscheinungen an Brücken abgegeben haben, sind daher heute der Auffassung, daß nur systematische, auf die einzelnen Stoßursachen eingestellte Messungen gesetzmäßige Zusammenhänge aufdecken werden und daß eine Weiterführung der Versuche auf den bisherigen Grundlagen keine große Bedeutung mehr hätte. Hierzu gehört in erster Linie die Untersuchung der Wirkung einer Einzellast, sodann verschiedener Lokomotiven und besonders zusammengesetzter Wagenzüge, die geeignet sind, in Verbindung mit verschiedenen Gleisanordnungen Resonanzwirkungen herbeizuführen oder deren Zusammenhang mit der Bauart der Brücke klarzulegen. Ein geeignetes Mittel, eine Brücke in Schwingungen zu bringen, sind schwingende Gewichte, die auf einem Wagen aufgestellt würden und die eine lotrechte oder wagerechte, sinusförmig verlaufende Kraft ergeben. Damit ließen sich die Dämpfungsvorgänge bei den Brücken genauer untersuchen. Leider ist aber die Herbeiführung einfacher Belastungsfälle eine teure Sache, und dies ist auch der Grund, warum die Brückeningenieure bis jetzt gezögert haben, eine Feststellung der Stoßwerte auf diesem Wege zu unternehmen. Wenn aber Klarheit geschaffen werden soll, muß dieser Weg beschritten werden. Es wären aber auch noch grundlegende Versuche, im Sinne der englischen vom Jahre 1848, indessen besser und größer angelegt, durchaus am Platze. — Mit einer vertieften Kenntnis der Spannungen und der Schwingungen in unseren Brücken bekämen wir nämlich ein Mittel in die Hand, die Bauten so auszubilden, daß sie möglichst geringen dynamischen Wirkungen unterworfen sind und damit mit einem Mindestgewicht von Werkstoff erstellt werden könnten.

Wir hoffen damit ein allgemeines Bild von der Entwicklung und dem gegenwärtigen Stande der Messung dynamischer Wirkungen bei Brücken gegeben und gezeigt zu haben, was bis jetzt erreicht ist und was in noch langwieriger Arbeit erreicht werden muß, wobei die Physiker und Mechaniker unsere willkommenen Mitarbeiter sein werden.

Vermischtes.

Jubiläum der Firma Aug. Klönne. Am 1. Juli feierte die weltbekannte Firma Aug. Klönne in Dortmund, die besonders als eine der bedeutendsten deutschen Brückenbauanstalten zahlreiche größere Stahlbrücken ausgeführt hat, den Tag ihres fünfzigjährigen Bestehens. Eines ihrer neuesten Werke ist die im Verein mit J. Gollnow u. Sohn, Stettin, erbaute große Donaubrücke bei Novi-Sad.[1])

Vereinigung der höheren technischen Beamten im Vorbereitungsdienst i. E. Auf einer gemeinsamen Besprechung von Regierungsbauführern der Preußischen Hochbau- und Wasserbauverwaltung und der Deutschen Reichsbahngesellschaft am 19. April d. J. wurde die Notwendigkeit zur Gründung einer Vereinigung zur Förderung der beruflichen und standesmäßigen Interessen der höheren technischen Beamten im Vorbereitungsdienst festgestellt und ein Arbeitsausschuß mit den vorbereitenden Arbeiten beauftragt.

Die Vereinigung, die dem Reichsbunde der höheren technischen Beamten angeschlossen werden soll, wird die Regierungsbauführer bezw. die Baureferendare sämtlicher Länder und der Reichsverwaltung sowie der Reichspost umfassen.

Der Arbeitsausschuß bittet sämtliche Regierungsbauführer, Bau- und Postreferendare, um Mitteilung ihrer Anschrift zwecks Vorbereitung und Einberufung einer Gründungsversammlung im Sommer d. J.

Arbeitsausschuß zur Vorbereitung der Gründung der Vereinigung der höheren technischen Beamten im Vorbereitungsdienst.
Berlin W 8, Wilhelmstr. 92/93 (Architektenhaus).

Wettbewerb für eine Straßen-Hochbrücke über die Ammer bei Echelsbach (Bayern). Wie wir erfahren, hatten unter den 50 bei diesem Wettbewerb eingegangenen Entwürfen 37 die Massivbauweise und nur 13 die Stahlbauweise benutzt, was sich daraus erklärt, daß der Wettbewerb nur für in Bayern ansässige Unternehmer, die bereits Brückenbauten ausgeführt hatten, offenstand. Den ersten Preis von 5000 R.-M. erhielten Wayss & Freytag A.-G., München, und Architekt Prof. Jäger, München; Gesamtkosten 633 074 R.-M. Der zweite Preis von 3500 R.-M. entfiel auf Hochtief-A.-G. vorm. Gebr. Helfmann mit Ingenieurbüro Streck & Zenns und Architekt Wilhelm Kahrs, München; Gesamtkosten 534 985 R.-M. Außerdem wurden ein dritter Preis von 2500 R.-M. und zwei vierte Preise von je 2000 R.-M. verteilt.

Zur Ausführung ist bestimmt der mit dem zweiten Preise gekrönte Entwurf, jedoch mit der Abänderung[1]), daß unter wesentlicher Erhöhung der Kosten ein Zweigelenkbogen mit verstärkten kastenförmigen Bogenrippen und mit steifer Bewehrung der Fahrbahnstützen, der Querträger und der beiden äußeren Längsträger der Fahrbahn gewählt wird. In Fahrbahnmitte ist ein weiterer Längsträger vorgesehen.

Damit wird die Ammerbrücke die größte Eisenbetonbogenbrücke Deutschlands. Sie erhält etwa 130 m Spannweite bei einer lichten Breite von 8 m, wovon 6 m auf die Fahrbahn und je 1 m auf die beiden Fußwege entfallen. Die Gesamtlänge der Brücke beträgt 173 m.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 5. Juli erschienene Heft 13 (2,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Prof. Dr.-Ing. V. Mihailich: Der Getreidespeicher im Freihafen von Budapest. — Oberingenieur E. Søgaard-Larsen: Die Silo-Anlage der Aarhus Oliefabrik A/S. — Obering. J. Schunack: Die Lagerhallen für Kalisalze im Hafen von Antwerpen. — Bemerkenswerte Kokereibauten. — Dr.-Ing. W. A. Stark: Kokskohlenbunker für ein großes industrielles Werk im Rheinland. — Aufbereitungsanlage der Harpener Bergbau A.-G. auf Zeche Hugo II, Buer. — Transportanlagen für Silos und Lagerhäuser. — Dr.-Ing. H. Craemer: Scheiben und Faltwerke als neue Konstruktionselemente im Eisenbetonbau.

[1]) Vgl. „Die Bautechnik" 1928, Heft 41 u. f. Aufsatz von Prof. Dr. Karner.

[1]) An dem abgeänderten Entwurf hat auch das Eisenwerk Kaiserslautern mitgearbeitet.

Der Neubau der Wearmouth-Brücke in Sunderland. Die Zunahme des Verkehrs, sowohl hinsichtlich der Verkehrsgröße als auch der Verkehrslasten, machte den Ersatz der in Sunderland über den Wear führenden alten schweißeisernen Brücke durch ein leistungsfähigeres Bauwerk erforderlich. Bei der Durchführung der Bauarbeiten durfte der Verkehrsstrom nur auf wenige verkehrsarme Stunden unterbrochen werden. Über die wegen dieser Bedingung manches Besondere bietenden Arbeiten wird im „Engineering" 1929, Nr. 3291 berichtet.

Die alte Brücke (Abb. 1) besitzt einen unterhalb der Fahrbahn gelegenen Zweigelenkbogen von 72 m Spannweite und ist 12,5 m breit. Die Verkehrsanforderungen zwangen zu einer größeren Spannweite von 114 m und einer Breite von 25 m. Die neuen Hauptträger sind Dreigelenkbogen mit 42,5 m Pfeilhöhe. Da die Längsachsen beider Brücken dieselben waren, kamen die neuen Hauptträger außerhalb des alten Bauwerks zu liegen und konnten ohne Verkehrsstörung auf der alten Brücke errichtet werden.

Die Arbeiten begannen mit dem Bau der neuen Widerlager, soweit diese außerhalb der alten lagen. Sie wurden in offener Baugrube aus Beton hergestellt. Gleichzeitig wurde auf der alten Brücke ein Montageträger von 79 m Spannweite und einem Hauptträgerabstand von 7,6 m hergestellt, der auf den alten Widerlagern gelagert wurde. Die Querverbindungen des Montageträgers wurden nur in der Höhe des Obergurtes angeordnet, so daß der Verkehr auf der alten Brücke nicht unterbrochen wurde. Auf den Obergurten dieses Trägers liefen zwei 15-t-Krane für die Montage der neuen Hauptträger (Abb. 2 u. 3). Deren Vorbau geschah vom Kämpfer bis zum Punkte 30 auf Hilfsgerüsten, bis zum Punkte 28 wurde frei vorgebaut und dann eine vorübergehende Abrüstung des Punktes 28 durch an den Montageträger angehängte Hängesäulen vorgenommen. Anschließend folgte wieder Freivorbau bis zum Punkte 24, mit ähnlicher Unterstützung des Punktes 24, worauf die Unterstützung im Punkte 28 beseitigt werden konnte. Derselbe Arbeitsvorgang wiederholte sich noch einmal mit Freivorbau bis Punkt 16, Abstützung des Punktes 16 und Beseitigung des Zwischenlagers im

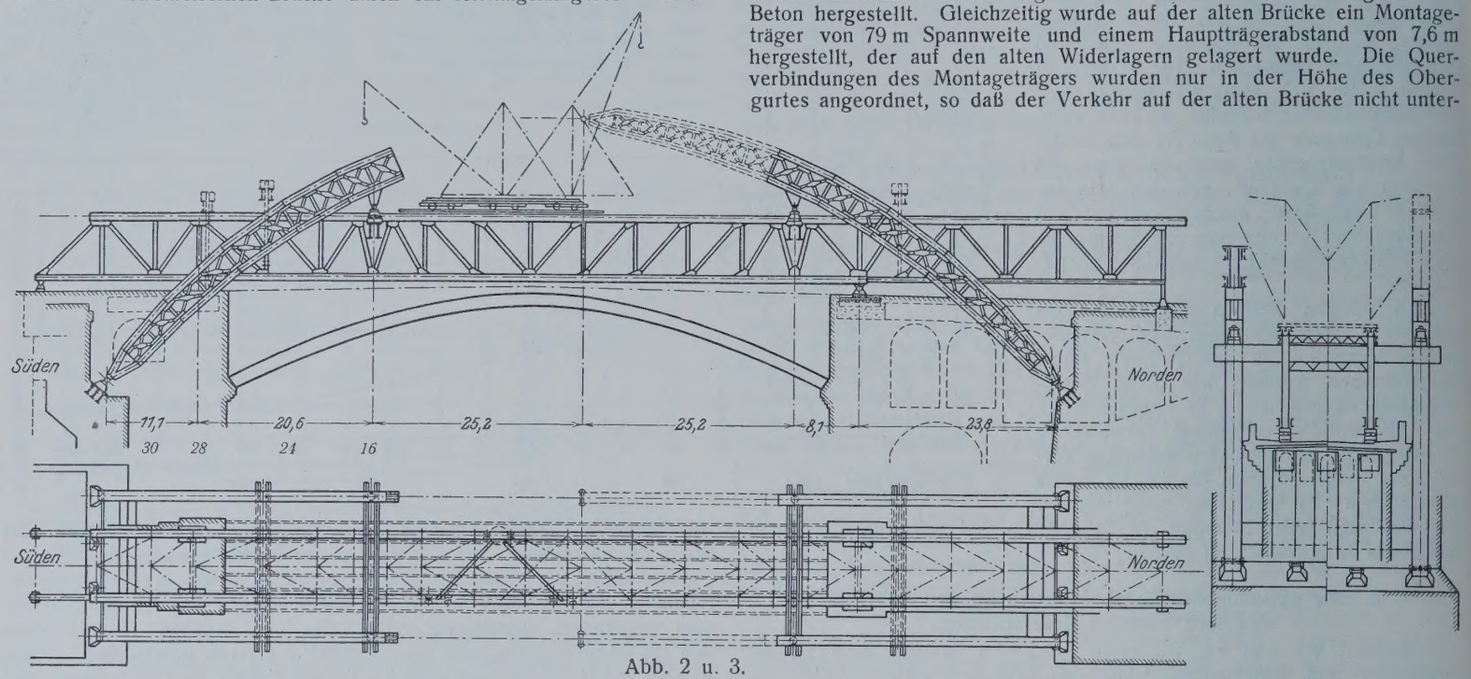


Abb. 2 u. 3.

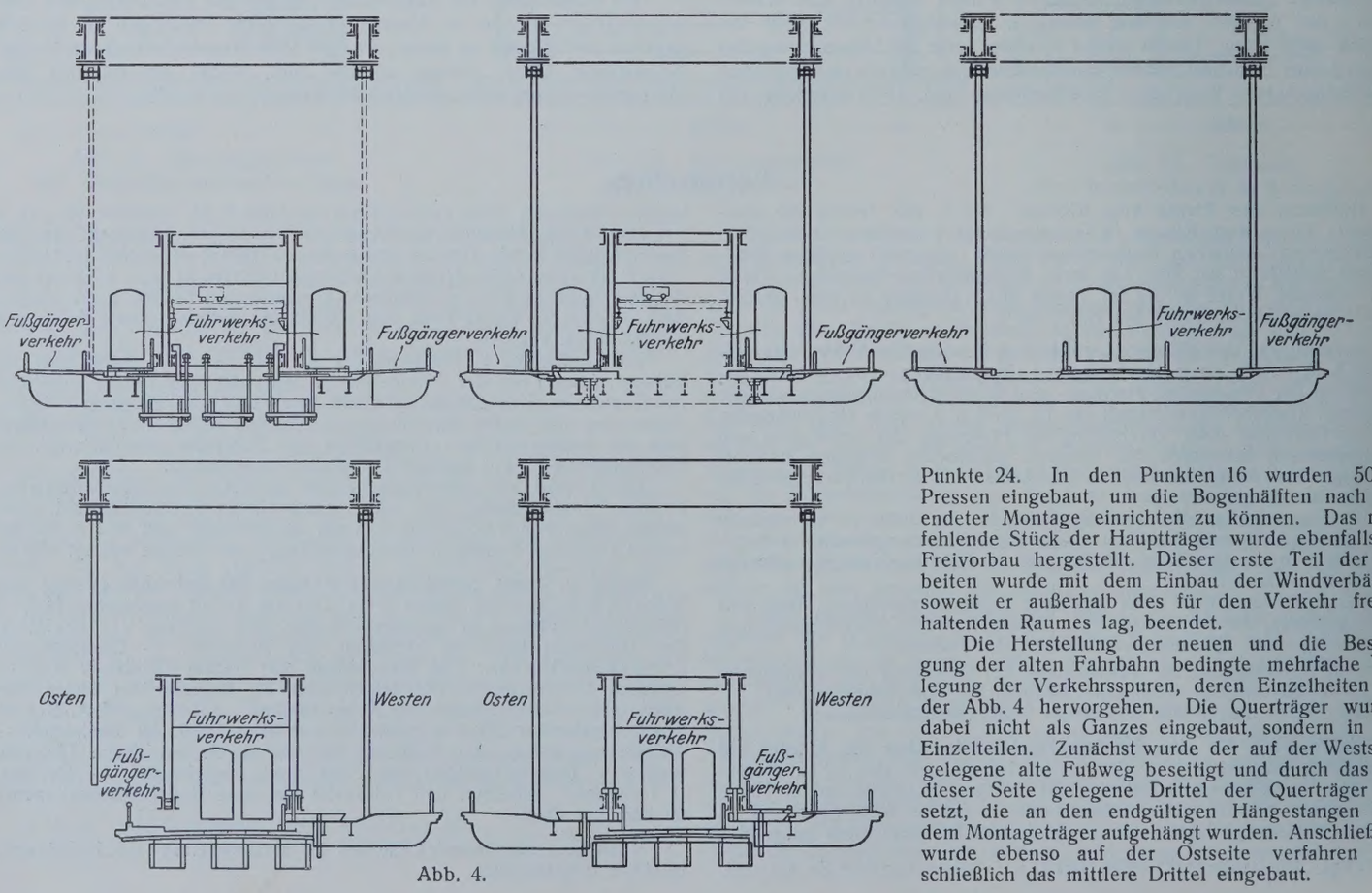


Abb. 4.

Punkte 24. In den Punkten 16 wurden 500-t-Pressen eingebaut, um die Bogenhälften nach beendeter Montage einrichten zu können. Das noch fehlende Stück der Hauptträger wurde ebenfalls im Freivorbau hergestellt. Dieser erste Teil der Arbeiten wurde mit dem Einbau der Windverbände, soweit er außerhalb des für den Verkehr freizuhaltenden Raumes lag, beendet.

Die Herstellung der neuen und die Beseitigung der alten Fahrbahn bedingte mehrfache Verlegung der Verkehrsspuren, deren Einzelheiten aus der Abb. 4 hervorgehen. Die Querträger wurden dabei nicht als Ganzes eingebaut, sondern in drei Einzelteilen. Zunächst wurde der auf der Westseite gelegene alte Fußweg beseitigt und durch das auf dieser Seite gelegene Drittel der Querträger ersetzt, die an den endgültigen Hängestangen und dem Montageträger aufgehängt wurden. Anschließend wurde ebenso auf der Ostseite verfahren und schließlich das mittlere Drittel eingebaut.

Abb. 1.

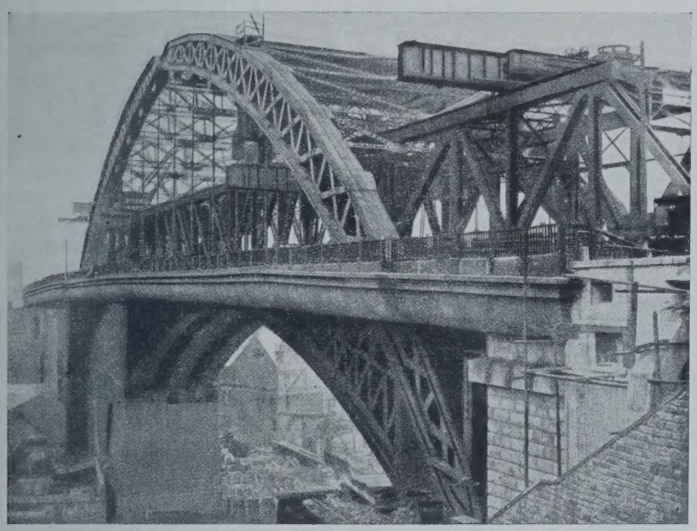


Abb. 5.

Beendet wurden die Arbeiten mit der Beseitigung der Montagebrücke (Abb. 5), der alten Trägerkonstruktion und der alten Widerlager sowie mit der Herstellung des Teiles der neuen Widerlager, der vorher wegen der alten Widerlager noch nicht hatte gebaut werden können. Lp.

Plan einer neuen Brücke über den Hudson in New York (im Zuge der 75. Straße). Der Stadtteil Manhattan ist zwar der wichtigste von New York; da er aber auf einer Insel liegt, hat der Verkehr von und zu ihm seine Schwierigkeiten. Das gilt namentlich in bezug auf die Verbindung mit dem rechten Ufer des Hudson, die bis vor kurzem für die Straßenfahrzeuge durch Fähren hergestellt wurde. Von den Eisenbahnen, die zunächst in New Jersey endigten, hat die Pennsylvania-Eisenbahn sich schon 1910 eine Tunnelverbindung unter dem Hudson geschaffen, so daß sie ihre Reisenden ohne Umsteigen bis nach Manhattan bringen kann. Andere Eisenbahngesellschaften verfügten nicht über die nötigen Geldmittel, um gleiche Bauten zu unternehmen. Die Baltimore und Ohio-Eisenbahn hatte eine Zeitlang das Recht, den Pennsylvania-Tunnel für eine Anzahl ihrer Züge mitzubenutzen; der Vertrag ist jedoch abgelaufen und nicht erneuert worden; die Eisenbahngesellschaft befördert seitdem ihre Reisenden in Omnibussen zwischen Manhattan und ihrem Endpunkt in New Jersey, was immerhin mit einigen Unbequemlichkeiten verbunden ist.

Die Eröffnung des Verkehrs in dem den Wagenverkehr unter dem Hudson aufnehmenden Holland-Tunnel im November 1927 und der im Gang befindliche Bau der Brücke über den Hudson bei Fort Lee (im Zuge der 178. Straße)[1]) hat die allgemeine Aufmerksamkeit wieder auf die Notwendigkeit gelenkt, bessere Verbindungen über den Hudson zwischen Manhattan und New Jersey zu schaffen, und es sind Pläne für eine neue Straßen- und Eisenbahnbrücke aufgestellt worden, die den Hudson bei der 75. Straße überschreiten soll. Die Brücke bei der 178. Straße wird also schon bald nach ihrer Vollendung insofern überholt sein, als sie nicht mehr die erste von der Mündung des Hudson her sein wird. Hinter den neuen Plänen steht die Baltimore und Ohio-Eisenbahn, doch soll die Brücke auch von den Zügen der Erie-Eisenbahn, der Delaware-, Lackawanna- und West-Eisenbahn und einiger anderer Eisenbahngesellschaften befahren werden, die heute noch in New Jersey auf dem linken Ufer des Hudson endigen, und im Zusammenhang mit ihr soll auf Manhattan ein großer gemeinschaftlicher Endbahnhof angelegt werden. Die Pläne für die neue Brücke sind bereits zur Genehmigung an das Kriegsministerium eingereicht worden, das bekanntlich in den Vereinigten Staaten für den staatlichen Wasserbaudienst zuständig ist, weil die Offiziere der technischen Truppe den Dienst der Wasserbaubeamten versehen. Mit dem Bau der Brücke soll alsbald begonnen werden; man hofft, im Jahre 1932 den Verkehr auf ihr eröffnen zu können.

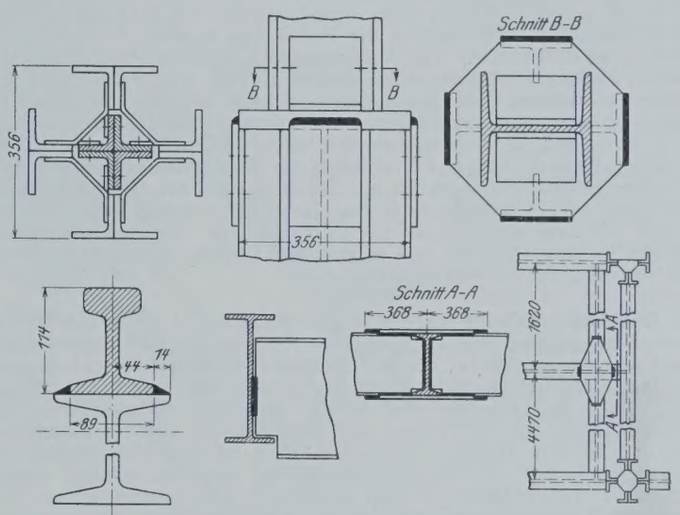
Die Kosten der neuen Brücke werden, wie Modern Transport berichtet, auf 180 Mill. Dollar geschätzt. Sie soll im ganzen 2,2 km lang werden. Die Hauptöffnung erhält eine Spannweite von 988,2 m, die beiden Seitenöffnungen werden 485 m weit. Die Brücke soll zweigeschossig werden. Die obere Fahrbahn soll zwischen zwei 4,9 m breiten Fußwegen Raum für 20 neben- und gegeneinander fahrende Wagen und Straßenbahnen bieten, auf der unteren Fahrbahn sollen 20 Eisenbahngleise verlegt werden. Die neue Brücke übertrifft damit an Breite diejenige bei der 178. Straße erheblich.

Eine Brücke an der Stelle zu bauen, an die die jetzt geplante zu liegen kommt, ist schon vor 40 Jahren beabsichtigt worden. Die hohen Kosten und andere Gründe, darunter jedenfalls bauliche Schwierigkeiten, denen die damalige Technik nicht gewachsen war, haben aber die Ausführung zu jener Zeit verhindert. Heute stehen dem Bau keine technischen Schwierigkeiten mehr im Wege. Wkk.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1925, Heft 14, S. 194.

Verstärkung mittels Schweißverfahrens bei der Aufstockung eines Gebäudes. Nach einem Bericht in Eng. News-Rec. vom 21. Februar 1929 wurde ein im Jahre 1898 errichtetes Gebäude (Rose Building) in Cleveland, Ohio, das sechs Stockwerke hatte, um weitere vier Geschosse erhöht. Hierbei wurde die ursprüngliche Eisenkonstruktion unter Anwendung von Schweißverbindungen verstärkt und für die Aufnahme der hinzukommenden Lasten tragfähig gemacht.

Einige dieser Verstärkungskonstruktionen für die unteren Säulen, für die alten Dachträger sowie der Anschluß für die Verlängerung der Säulen sind in der Abbildung dargestellt.



Die ursprünglichen Tragsäulen bestanden aus vier gegenübergestellten Doppelwinkeln; in deren mittleren freien Raum wurden vier in den Scheiteln zusammenstoßende Winkel neu eingefügt und durch Platten mit der alten Konstruktion verbunden.

An den Anschlußstellen für die Säulenverlängerungen wurden starke Stahlplatten aufgelegt und mit den Anschlußlaschen für die äußeren Winkelschenkel verschweißt. Auf der Platte wurde dann die neue H-Profil-Säule mittels zweier Winkel befestigt.

Für die Anordnung eines neuen Aufzuges wurden ebenfalls an alten Säulen Verstärkungen und Abänderungen mittels elektrischer Verschweißung vorgenommen.

Die Aufstockung wurde von der Forest City Structural Steel Company Cleveland, durchgeführt. Zs.

Stahl- und Eisenbetonschwellen. In Eng. News-Rec. vom 28. Februar 1929 findet sich eine Übersicht über die Entwicklung der Eisenbeton- und Stahlschwellen, die sich erst nach jehrzehntelanger Vervollkommnung neben der altbewährten Holzschwelle in der Praxis einen Platz erobern konnten.

Maßgeblich für die Entwicklung der neueren Schwellenformen sind in Amerika wie auch in anderen Staaten die besonderen Verhältnisse gewesen, die je nach dem natürlichen Vorkommen geeigneten Holzmaterials oder je nach dem Vorhandensein einer entwickelten Stahl- und Zementindustrie die eine oder andere Bauweise mehr oder weniger begünstigten.

In Amerika hat es an zahlreichen Erfindungen nicht gemangelt, die auf den Ersatz der Holzschwelle durch Beton- und Stahlschwellen bezw. durch Schwellen gemischter Bauart gerichtet waren. Allein in der Zeit von 1840 bis 1894 wurden 750 Neuerungen auf diesem Gebiete patentiert, von denen jedoch nur wenige zur praktischen Erprobung gelangten.

Abb. 1 zeigt eine Eisenbetonschwelle besonderer Form, die von der Duluth & Iron Range-Eisenbahn erprobt wurde. Hierbei ist die Schiene

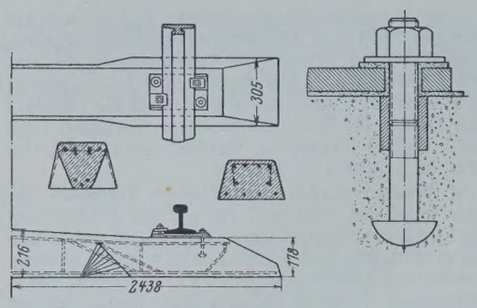


Abb. 1.

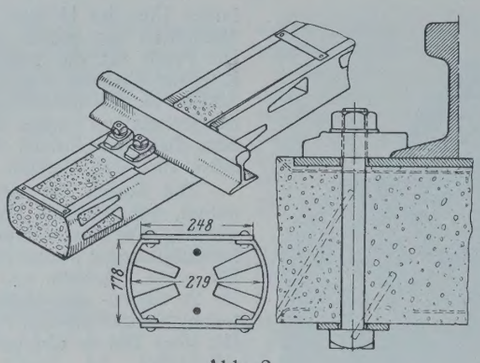


Abb. 2.

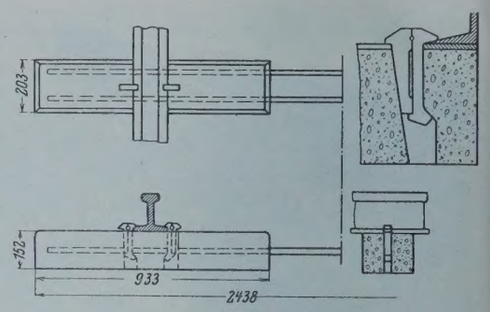


Abb. 3.

nur an der Unterlagsplatte befestigt, die ihrerseits mit dem Beton der Schwelle durch Anker verbunden ist.

Abb. 2 stellt eine mit einem Stahlmantel versehene Schwelle dar, die zweiseitig verwendbar ist. Versuchsstücke hiervon sollen seit 1908 auf der Pennsylvania-Eisenbahn unter schwerem Betrieb standgehalten haben.

Abb. 3 veranschaulicht eine aus zwei Betonstücken bestehende Schwelle, die durch Rundeisenanker untereinander verbunden sind. Sie erwies sich durch einen fünfjährigen Gebrauch auf der Bangor & Aroostook-Eisenbahn als zweckmäßig.

Erprobte Stahlschwellen mit und ohne Holzeinlagen für die Schienenbefestigung sind in Abb. 4 u. 5 dargestellt. Die erstere von ihnen, die Clark-Schwelle, die eine Verbesserung einer patentierten Form ist, wurde auf der St. Louis—San Francisco-Bahn von 1914 bis 1928 mit Erfolg verwendet, wobei jedoch die Holzeinlage in etwa 6 bis 7 Jahren erneuert werden mußte. Die Stahlschwelle nach Abb. 5 wurde auf der Duluth, Missabe & Northern-Bahn eingebaut. Sie zeigt eine eigenartige Schienenbefestigung mit gewöhnlichen Schienennägeln, die durch im Innern des Schwellenkoffers angebrachte Federplatten festgehalten werden.

Zum Schluß des Berichtes werden wirtschaftliche Richtlinien für die zukünftige Weiterbildung und Anwendung der Holzersatzschwellen gegeben.

Über neuzeitliche Versuche mit Stahlschwellen auf englischen Eisenbahnlinien wird anschließend in Eng. News-Rec. vom 7. März 1929 berichtet. Es sind dort von der „Southern Railway“ und von der „Great Western Railway“ geprüfte und in größerem Umfang in Auftrag gegebene Stahlschwellenformen veranschaulicht. Zs.

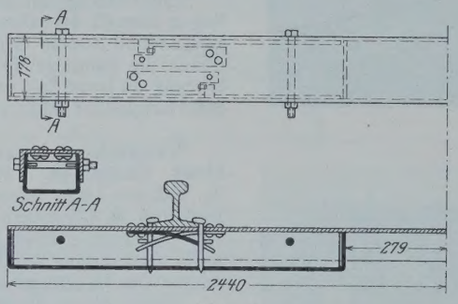


Abb. 5.

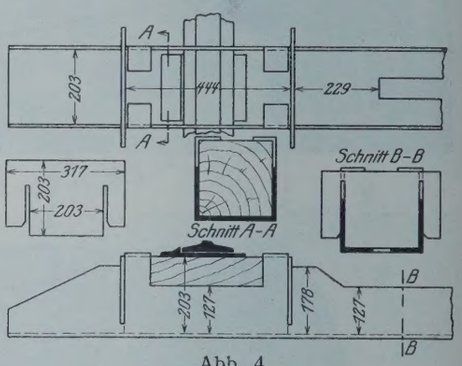


Abb. 4.

Geheimrat Brix 70 Jahre alt. Am 27. Juni d. J. vollendete der in Rosenheim (Bayern) geborene, bekannte Professor für städtischen Tiefbau und Städtebau Josef Brix, der seit 25 Jahren als akademischer Lehrer an der Technischen Hochschule Berlin gewirkt hat, sein siebzigstes Lebensjahr. Auch als Gutachter und Berater diente er vielen Städten mit großem Erfolge bei der Planung und Durchführung von städtebaulichen und tiefbaulichen Anlagen. Geheimrat Brix ist u. a. Vorsitzender der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau und als solcher wiederholt in der „Bautechnik“ zu Wort gekommen. Wir sprechen dem verdienstvollen Manne unsere aufrichtigen Glückwünsche zu seinem Ehrentage aus. Die Schriftleitung.

Wirkl. Geheimer Rat A. von der Leyen 85 Jahre alt. Gelegentlich des 80. Geburtstages des bekannten Eisenbahnwissenschaftlers haben wir in der „Bautechnik“ einige Angaben über sein Leben veröffentlicht.[1]) Am 28. Juni d. J. hat nun Exzellenz von der Leyen sein 85. Lebensjahr in einer geistigen und körperlichen Frische vollendet, wie es dem Menschen nur selten beschieden ist. Seit mehr als 53 Jahren hat der Jubilar an der Entwicklung des deutschen Eisenbahnwesens erfolgreich mitgearbeitet, und noch heute ist er als Schriftleiter des „Archivs für Eisenbahnwesen“ tätig. Möge es ihm vergönnt sein, noch lange so rüstig wie bisher für Staat und Volk zu wirken!

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Saugbrunnen für Grundwasserabsenkungen. (Kl. 84c, Nr. 461 685 vom 18. 6. 1924, von Siemens-Bauunion G. m. b. H., Komm.-Ges. in Berlin-Siemensstadt. Zusatz zum Patent 425 327.) Zwecks gesonderter Entwässerung einzelner durch undurchlässige Lagen voneinander getrennter wasserführender Bodenschichten *A*, *B*, *C* wird in dem Filterrohr *D* außer der unterhalb des Einhängerrohres oder der Tiefbrunnenpumpe *P* angeordneten beweglichen Verschlußscheibe V_1 auch oberhalb der Wasserentnahmestelle ein ähnlicher Verschluß vorgesehen, durch den das Entnahmerohr *J* hindurchführt. Um die Lage der Verschlußkörper V_1 V_2 im Rohre zu sichern, können sie mit der Pumpe *P* oder dem Druckrohrgestänge in dem jeweilig erforderlichen Abstande verbunden werden, um sie in dem Filterrohr zu verschieben. Das obere Verschlußstück V_2 besteht aus zwei gegeneinander beweglichen Teilen. In die Brunnen *D* sind die Pumpen *P* eingehängt, unter denen die Verschlußstücke V_1 angeordnet sind. In der Lage der Pumpen nach Abb. 1 wird nur Wasser aus der Schicht *A* gefördert, die Baustelle wird trocken gelegt und die Auskleidung *E* des Schachtes *S* mit einem Mauerfuß hergestellt. Beim weiteren Abteufen des Schachtes (Abb. 2) werden vor dem Erreichen der wasserführenden Schicht *B* die Pumpen in die tiefere Stellung gebracht. Die Verschlußkörper V_1 schließen den unteren Teil des Brunnens ab; über den Pumpen sind jetzt Verschlußstücke V_2 eingesetzt, durch die verhindert wird, daß Wasser aus der Schicht *A* zu den Pumpen *P* gelangt und zwecklos gefördert wird. Nach Trockenlegen der Schicht *B* wird der Schacht *S* entsprechend tiefer abgeteuft und die mit einem neuen Mauerfuß versehene Schachtauskleidung *F* bis zur Auskleidung *E* hinaufgeführt.

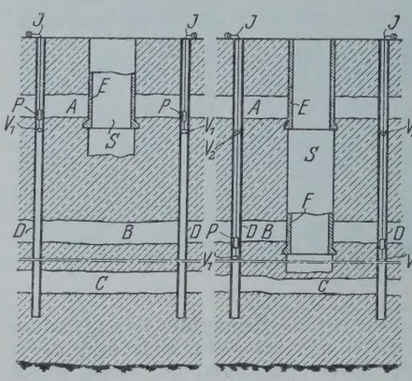
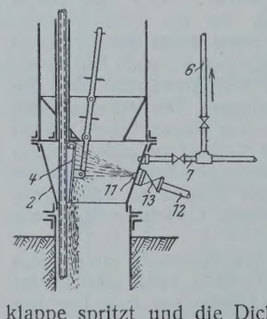


Abb. 1.

Abb. 2.

Vorrichtung zum Reinigen der Bodenklappe eines auf ein Vortreibrohr aufgesetzten Füllschachtes. (Kl. 84c, Nr. 467 832 vom 2. 12. 1924, von Grün & Bilfinger A.-G. in Mannheim.) Um den luftdichten Abschluß der Bodenklappe des Füllschachtes zu erreichen, der erforderlich ist, um während des Einbringens des Betons in den Füllschacht gleichzeitig durch Druckluft das Grundwasser aus dem Vortreibrohr zu entfernen, wird die Bodenklappe durch eine Spülvorrichtung jedesmal vor dem Schließen der Klappe von dem anhaftenden Beton gereinigt. In die Wand des Verbindungsstutzens 2 ist eine Spritzdüse 11 eingesetzt, deren Mündung auf die Innenfläche der geöffneten Bodenklappe 4 gerichtet ist; die Düse steht mit einer Druckwasserleitung 12 in Verbindung, deren Druckwasser gegen die Bodenklappe spritzt und die Dichtungsflächen abspült, wodurch ein luftdichter Abschluß der Klappe erzielt wird.



INHALT: Die Donaubrücke in Zwiefaltendorf (Württ.). — Vergleich der Bodengewinnungskosten bei Anwendung von Handschacht und Maschinenarbeit. — Hochwasserschutzbecken in den niederschlesischen hochwassergefährlichen linken Nebenflüssen der Oder. — Die Entwicklung der Messung dynamischer Wirkungen bei Brücken. (Schluß.) — Vermischtes: Jubiläum der Firma Aug. Klönne. — Vereinigung der höheren technischen Beamten im Vorbereitungsdienst i. E. — Wettbewerb für eine Straßen-Hochbrücke über die Ammer bei Echelsbach (Bayern). — Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Neubau der Wearmouth-Brücke in Sunderland. — Plan einer neuen Brücke über den Hudson in New York (im Zuge der 75. Straße). — Verstärkung mittels Schweißverfahrens bei der Aufstockung eines Gebäudes. — Stahl- und Eisenbetonschwellen. — Geheimrat Brix 70 Jahre alt. — Wirkl. Geheimer Rat A. von der Leyen 85 Jahre alt. — Patentschau.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1924, Heft 29, S. 332.

DIE BAUTECHNIK

7. Jahrgang | BERLIN, 12. Juli 1929 | Heft 30

Alle Rechte vorbehalten.

Die Umgehungsstraße bei Penig i. Sa.

Von Oberregierungsbaurat **Petrich** in Dresden und Regierungsbaumeister **Fichtner** in Penig.

Die Reitzenhainer Staatsstraße — genannt nach dem Erzgebirgsdorfe an der sächsisch-böhmischen Grenze — gehörte bis zum Aufkommen der Eisenbahn zu den Hauptverkehrsadern Deutschlands für den Verkehr aus Mitteldeutschland über Leipzig und Chemnitz nach Prag. Heute hat die Teilstrecke von Zschopau (südöstlich Chemnitz) bis zur Landesgrenze nur noch geringe Geltung; dagegen hat die rd. 80 km lange Teilstrecke zwischen Leipzig und Chemnitz wegen der wirtschaftlichen Beziehungen dieser Städte zueinander wieder erhöhte Verkehrsbedeutung erhalten. Das beweist auch der Umstand, daß von 1925 ab wiederholt Anträge auf Erbauung einer Nurautostraße zwischen Leipzig und Chemnitz gestellt worden sind. Wenn auch die sächsische Straßenbauverwaltung bei ihrer bekannten Einstellung zur Frage der Nurautostraßen dieser Forderung zunächst nicht Rechnung tragen konnte, so hat sie doch vorausschauend ein Ausbauprogramm für die Straße aufgestellt, da die Durchfahrt durch eine ganze Zahl Orte, besonders durch die Städte Penig und Frohburg, vom Standpunkte der Verkehrssicherheit sehr zu wünschen läßt. An zwei Stellen, in Penig und Gestewitz (nördlich von Borna), ist der Ausbau bereits im Gange; die Beseitigung eines weiteren großen Gefahrenpunktes in Langenleuba-Oberhain, unweit der sächsisch-thüringischen Grenze, ist für 1929 vorgesehen.

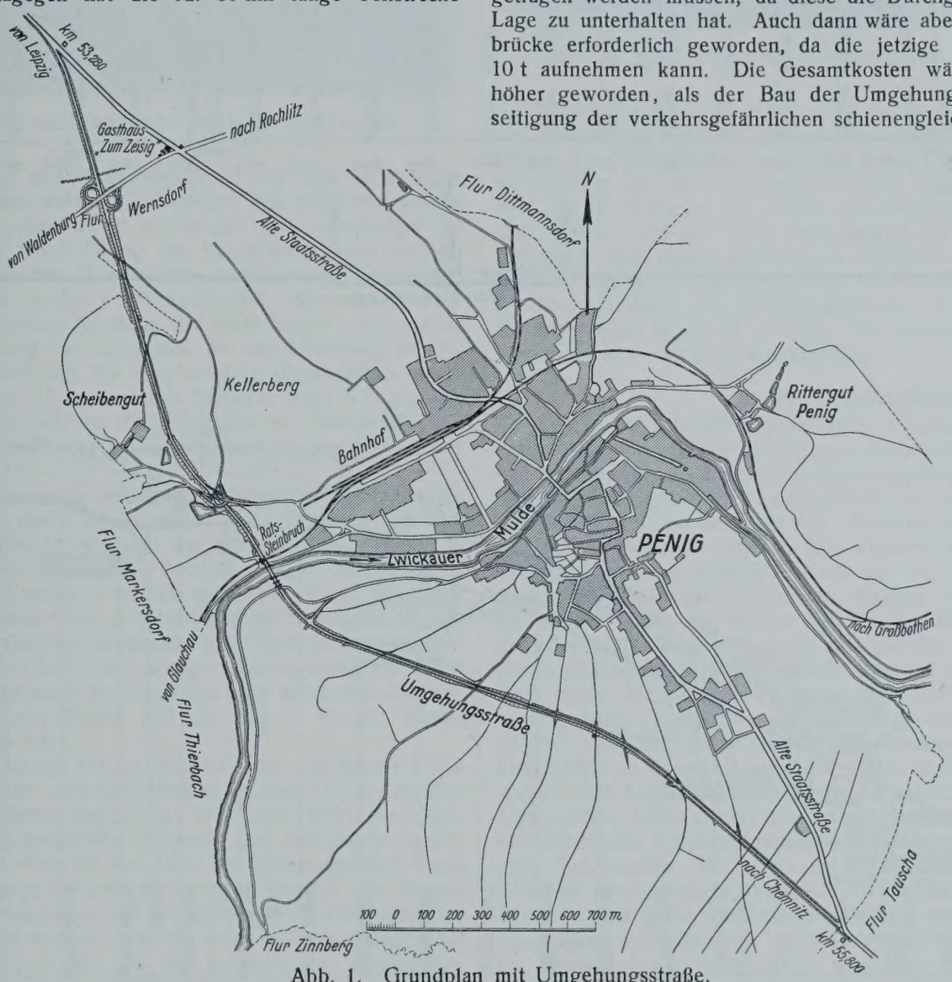


Abb. 1. Grundplan mit Umgehungsstraße.

Die Umgehungsstraße bei Penig, die sich durch bemerkenswerte Neuerungen bei Straßenkreuzungen und durch eine Zahl interessanter Bauwerke auszeichnet, soll nachstehend genauer behandelt werden.

1. Der jetzige Zustand und die Planung.

Die Reitzenhainer Straße tritt von Chemnitz her etwa bei km 54,7 in die bebaute Lage von Penig, führt durch den Stadtkern mit stellenweise sehr engen und steilen Strecken und rechtwinkligen Abknickungen, überschreitet die Zwickauer Mulde in einer den heutigen Verkehrslasten nicht mehr gewachsenen eisernen Brücke von 42 m Stützweite und kreuzt kurz vor Verlassen der bebauten Lage zwei Eisenbahnlinien in Schienenhöhe. Die größten Verkehrshindernisse bilden die in Abb. 3 dargestellte Ecke mit nur 6 m Verkehrsbreite, die besonders den Autobussen schon wiederholt zum Verhängnis geworden ist, und die beiden Eisenbahnkreuzungen, diese vor allem wegen des unliebsamen Aufenthalts beim Rangieren der Züge im Bahnhofsbereiche. Außerdem kommen durch den Bau der Umgehungsstraße noch gegen 15 unübersichtliche Straßenkreuzungen und -krümmungen in Wegfall.

Der Längszug der bestehenden Straße ist dagegen, im ganzen genommen, nicht besonders ungünstig, wie Abb. 2 zeigt, wenngleich auch hier auf kurze Strecke Steigungen bis 1 : 11 vorkommen. Die alte Straße liegt beim Muldenübergange auf rd. 205 m über NN und steigt beiderseits bis auf etwa 280 m über NN an.

Zur Verbesserung der Verhältnisse hätte man zunächst an einige Straßendurchbrüche und Verbreiterungen im Stadtkerne denken können, deren Kosten in der Hauptsache von der Stadtgemeinde Penig hätten getragen werden müssen, da diese die Durchgangstraße in der bebauten Lage zu unterhalten hat. Auch dann wäre aber ein Neubau der Muldenbrücke erforderlich geworden, da die jetzige Brücke nur Lasten bis zu 10 t aufnehmen kann. Die Gesamtkosten wären nach roher Schätzung höher geworden, als der Bau der Umgehungsstraße kostet. Eine Beseitigung der verkehrsgefährlichen schienengleichen Eisenbahnkreuzungen wäre an der jetzigen Stelle überdies wegen der Bebauung und der Bahnhofsanlage technisch nicht durchführbar gewesen. So entschloß man sich, um den Durchgangsverkehr aus der Stadt herauszunehmen, zu einer großen Umgehungsstraße unter Vermeidung jeder bebauten Lage. Trotzdem wird natürlich die Stadtgemeinde Penig wegen des verbleibenden Ortsverkehrs darauf bedacht sein müssen, die größten Verkehrshindernisse im Stadtkerne zu beseitigen; doch wird das in der Hauptsache bei Erneuerung von Gebäuden geschehen können.

Die neue Umgehungsstraße ist in Abb. 1 u. 2 im Grundrisse und Längsschnitte dargestellt. Sie wird 4640 m lang und damit 110 m kürzer als die bisherige Durchgangsstraße. Der Muldenübergang zwischen Baustation 24 + 70 und 25 + 90 teilt die Verlegungsstrecke in zwei annähernd gleich lange Teilstrecken.

Die südwestliche Umgehung der Stadt ergibt sich fast zwangläufig aus den Geländeverhältnissen: Unterhalb (östlich) der Stadt tritt die Mulde in das mittelsächsische Granulitgebirge ein und bildet einen etwa 70 m tiefen Taleinschnitt mit steilen Hängen und zum Teil fast senkrechten Felswänden. Dagegen fällt oberhalb der Stadt der rechte Talhang verhältnismäßig sanft zum Flusse ab und kann linksufrig das zwischen den Höhen tief eingeschnittene Tal des Markersdorfer Baches zum Anstieg benutzt werden. Da dem Kraftwagen Steigungen von 5 % keine Schwierigkeiten bieten, konnte ohne Bedenken durch einen möglichst niedrigen Talübergang an Kosten für das Brückenbauwerk gespart werden. Außerdem ergab sich an der gewählten Stelle — rd. 1 km oberhalb des alten Muldenüberganges — eine besonders günstige Kreuzungsmöglichkeit mit den im Muldentale entlangführenden Verkehrswegen, zwei Gemeindestraßen und der eingleisigen Muldentalbahn (Eisenbahnlinie Glauchau—Wurzen). Da der mittlere Wasserspiegel der Mulde auf + 203,50 m über NN, der mittlere Hochwasserspiegel auf 205,20 m über NN und die Gemeindestraßen auf + 206,20 und + 207,30 m über NN liegen, die Bahnstrecke dagegen auf hohem Damme mit SO auf + 219,16 m über NN im Tale entlangführt, gelang eine schienenfreie Kreuzung unter der Eisenbahn hindurch unter Überbrückung der Mulde und der beiden an dieser Stelle dicht an das Hochflutgebiet des Flusses herantretenden

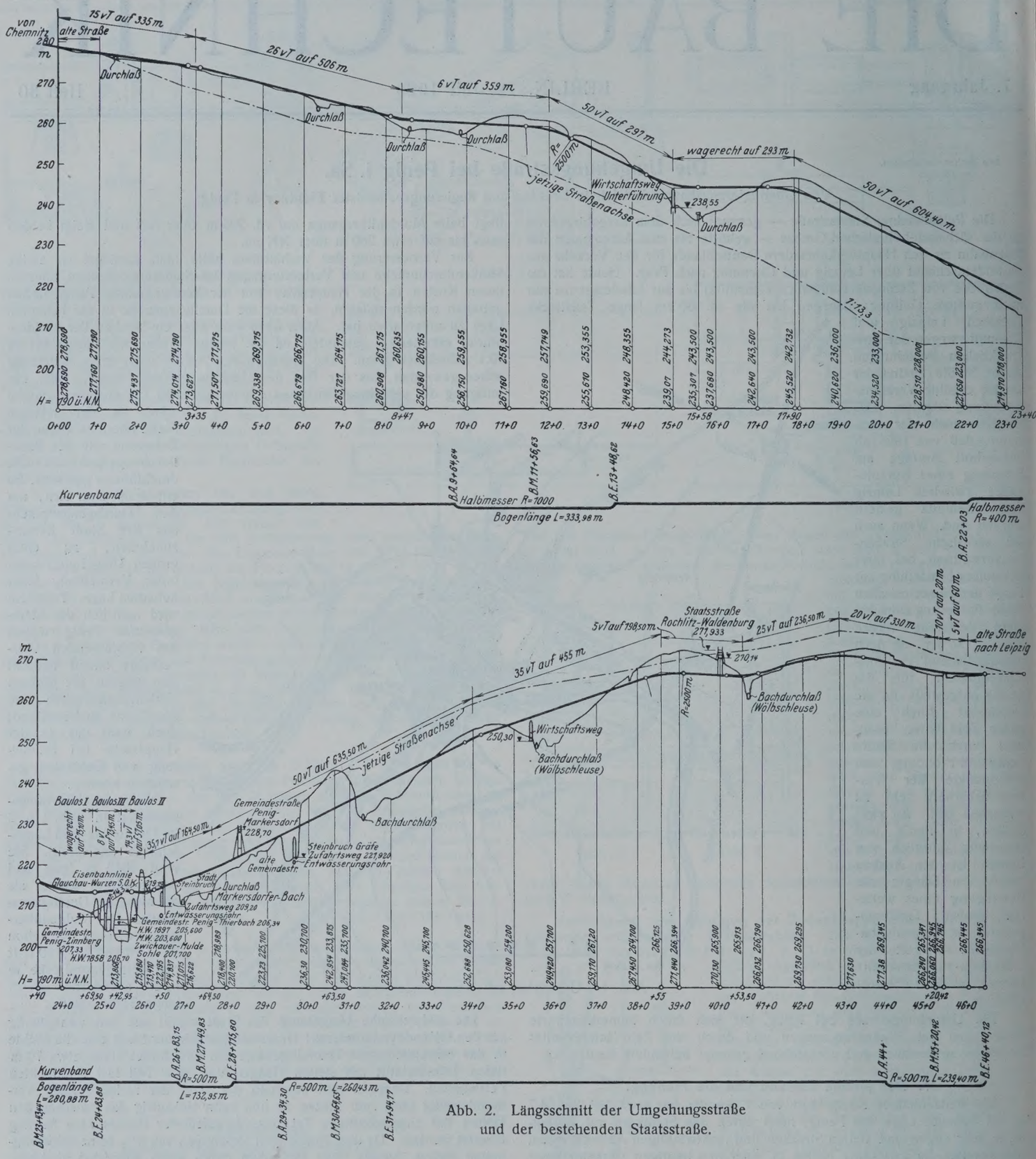


Abb. 2. Längsschnitt der Umgehungsstraße und der bestehenden Staatsstraße.

Gemeindestraßen. Unter Beachtung der vorgeschriebenen lichten Durchfahrthöhe von 4,50 m ergab sich für den Flußübergang eine Straßenhöhe von i. M. + 213,50 m über NN, etwa 9 m höher als der bisherige Übergang.

Die Trassierung der beiderseits an den Talübergang anschließenden Strecken geschah ebenso wie die Festlegung des Straßenquerschnitts unter Berücksichtigung des neuzeitlichen Schnellverkehrs mit einer Höchststeigung von 1 : 20. Grundsätzlich wurde eine möglichst gestreckte Linienführung ohne allzu große Rücksicht auf die Erdbewegungen angestrebt. Wichtige Verkehrswege dürfen nicht in gleicher Höhe, weniger wichtige (Feldwege) nur innerhalb der Dammstrecken in Straßengleiche gekreuzt werden. Die Anschlüsse werden durch besondere Rampenanlagen hergestellt — teils Parallelrampen, teils Rundlinge — derart, daß die Fahrtrichtungen auf der Umgehungsstraße nicht gekreuzt werden. Außerdem wurde für die Baudurchführung in jedem Bauabschnitte für sich ein Ausgleich zwischen Abtrag- uud Auftragmassen angestrebt, um die Strecken gesondert und vor allem unabhängig von dem Muldenbrückenbau und dem Durchbruche des Eisenbahndammes ausführen zu können.

Über die Linienführung im einzelnen folgendes: Die Umgehungsstraße zweigt 2 km südöstlich der Stadtmitte bei km 55,8 in geradliniger Verlängerung von der Reitzenhainer Staatsstraße ab, die hier auf + 277,19 m über NN liegt, und führt mit wechselnder Steigung in nordwestlicher Richtung nach dem Tal der Mulde herab mit einem Mindesthalbmesser von 400 m. Während das Baulos I (rechts der Mulde) keine besonderen

Abb. 3. Besonders unübersichtliche Stelle im Stadtinnern.

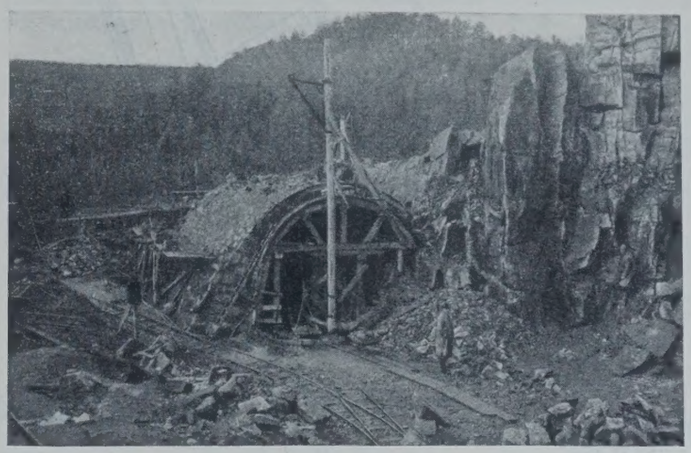


Abb. 4. Steinbruchwegunterführung bei Baustation 26 + 50.

Schwierigkeiten in Planung und Baudurchführung bot und auch keine bemerkenswerten Einzelheiten aufweist, gestalteten sich die Arbeiten links der Mulde, im Baulose II, bedeutend schwieriger und kostspieliger (zu vergl. Längsschnitt): Nach Unterfahrung des Eisenbahndammes verläuft die Trasse zunächst im Tale des Markersdorfer Baches nach Nordwesten weiter, zunächst mit 1 : 28, später 1 : 20 ansteigend, durchschneidet in tiefem Einschnitte den westlichen Ausläufer des Kellerberges und gewinnt dann geradlinig fortschreitend bei Baustation 39 den Höhenzug an der Staatsstraße Rochlitz—Waldenburg, die in schwachem Gegengefälle unterfahren wird; bei Baustation 46 + 40 auf + 266,34 m über NN gewinnt dann die Straße den Anschluß an die Reitzenhainer Staatsstraße bei km 53,280. Damit ist zugleich die Wasserscheide zwischen Mulde und Pleiße überschritten.

Nordwestlich von Penig hätte man auf eine Verkürzung der neuen Straße zukommen können durch Heranrücken des Anschlusses an den alten Landgasthof „Zum Zeisig", wo sich die Reitzenhainer Staatsstraße und die Staatsstraße Rochlitz—Waldenburg kreuzen. Wegen der schlechten Verkehrsübersicht an dieser Stelle entschloß man sich jedoch, die Kreuzung mit der Umgehungstraße nicht in Straßengleiche vorzunehmen; das erforderte aber wegen der Geländeverhältnisse eine Verdrückung der Umgehungsstraße um 350 m westlich vom „Zeisig". Die täglichen Verkehrsgrößen an dieser Stelle sind nach der allerdings weit überholten Zählung 1924/25 für die Reitzenhainer Straße 550 bis 750 t[1]), für die Straße Rochlitz—Waldenburg etwa 300 t.

Die gestreckte Linienführung hat im zweiten Teile von Baulos I und im Baulose II für eine Straße unverhältnismäßig bedeutende Erdarbeiten mit hohen Dämmen und tiefen Einschnitten (bis 10 m Höhe) zur Folge. Wie bemerkt, wird die straßengleiche Kreuzung von Feldwegen in den Dammstrecken zugelassen; doch ist die Zahl der Kreuzungsstellen durch Anlage geeigneter Parallelwege weitgehend verringert worden. Im übrigen sind in Baulos I zwei, in Baulos II sieben Verkehrswege mit Hilfe von Bauwerken über- oder unterführt worden, worüber unten Näheres gesagt wird.

Die Straßenbreite ist nach der auf der Reitzenhainer Staatsstraße zwischen Leipzig und Chemnitz vorhandenen Breite zu 10 m gewählt worden, wovon vorläufig 7 m mit Packlager (22 cm) und Klarschlag (15 cm) versteint werden sollen. Letzterer wird, wie in Sachsen üblich, in zwei zeitlich getrennten Lagen aufgebracht; die zweite Lage erhält Innentränkung mit Kaltasphalt, da sich die sofortige Aufbringung einer hochwertigen Decke, wie Kleinpflaster, wegen der hohen Dämme verbietet. Die Straße ist vorläufig nur für zwei Verkehrspuren vorgesehen, was auch genügen wird, da ein Anbau an der Straße nach Möglichkeit fern gehalten werden soll. Dieser wird sich auch schon wegen der hohen Dämme und tiefen Einschnitte und wegen des häufigen Wechsels zwischen beiden verbieten. Eine etwaige spätere Verbreiterung soll dadurch erleichtert werden, daß die Überführungen der Umgehungsstraße 12 m Gesamtbreite und die Unterführungen 12 m l. W. erhalten. Ein späterer Ausbau für vier Verkehrspuren ist also unschwer durchführbar.

[1]) Nach den bisherigen Ergebnissen der Zählung 1928/29 dürften die Zahlen auf das Doppelte bis Dreifache gestiegen sein.

2. Die Bauausführung.

Die ersten generellen Vorarbeiten wurden 1924/25 im Auftrage der Stadt Penig von Wagner-Poltrock, Architekt für Städtebau in Chemnitz, und im Auftrage der sächsischen Straßenbauverwaltung vom Straßen- und Wasserbauamt Chemnitz durchgeführt; sie sahen bereits eine Linienführung südwestlich der Stadt vor. Zunächst war wegen der beschränkten verfügbaren Planmittel nur an eine Festlegung der Umgehungsstraße in der Landesplanung gedacht. Nach der im Herbste 1925 einsetzenden großen Erwerbslosigkeit nahm die Planung aber bald greifbare Gestalt an, und es wurde im Winter 1925/26 von der sächsischen Straßenbaudirektion eine baureife Planung zunächst für die Teilstrecke rechts der Mulde (Baulos I) aufgestellt. Nach Abschluß der Verhandlungen mit der Stadt Penig und dem Bezirksverbande Rochlitz wegen deren Leistungen (unentgeltliche Landhergabe und Baubeitrag) ordnete das Finanzministerium im Mai 1926 die Inangriffnahme des Baues an, und es wurde mit den Erdarbeiten in Baulos I von der Firma Adolf Gruhl in Dresden im August 1926 begonnen. Sie wurden im Handbetrieb (abgesehen von der maschinellen Beförderung) als Notstandsarbeit ausgeführt und brachten durchschnittlich 100 Erwerbslosen (Höchstbelegschaft 150 Mann) Beschäftigung. Im Sommer 1927 waren die Erdarbeiten in einem Ausmaße von rd. 50000 m³ im wesentlichen beendet. Neben lehmigen und kiesigen Massen traten in den tiefen Einschnitten vielfach tonige und mergelige Durchlagerungen mit einzelnen verwitterten Felsbänken (Rotliegendes) auf; der Arbeitsfortgang litt zeitweise sehr unter der nassen Witterung. Die weitere Fertigstellung des Bauloses I — Aufbringen der Versteinung — zog sich wegen Rückgangs der Erwerbslosigkeit bis zum Frühjahr 1928 hin.

Die Baudurchführung war inzwischen vom November 1926 ab, da noch weitere große Straßenbauten im Bezirke Chemnitz eingeleitet waren, dem Neubauamte Chemnitz übertragen worden, das in Gemeinschaft mit der örtlichen Baudienststelle Penig die weiteren speziellen Entwürfe für

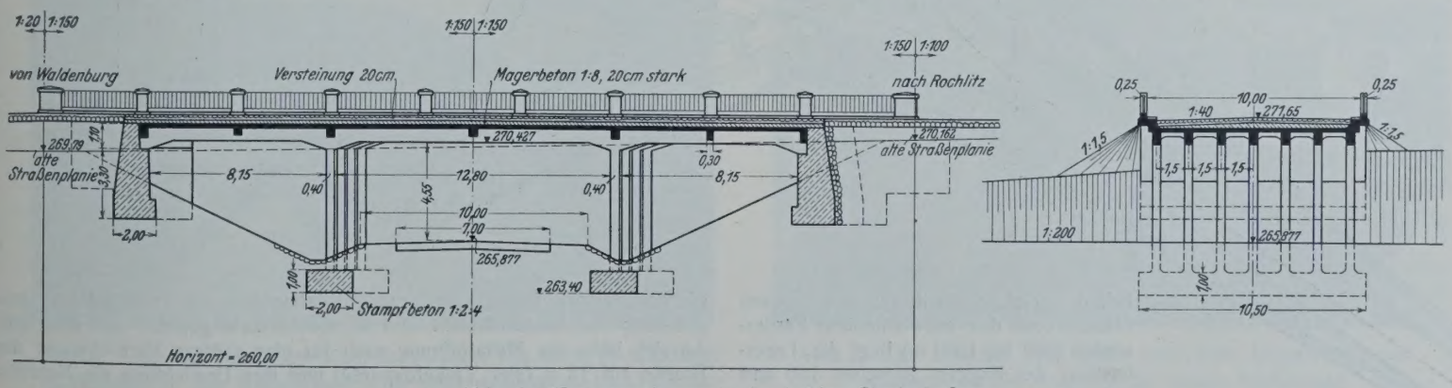


Abb. 5. Kreuzungsbauwerk der beiden Staatsstraßen.

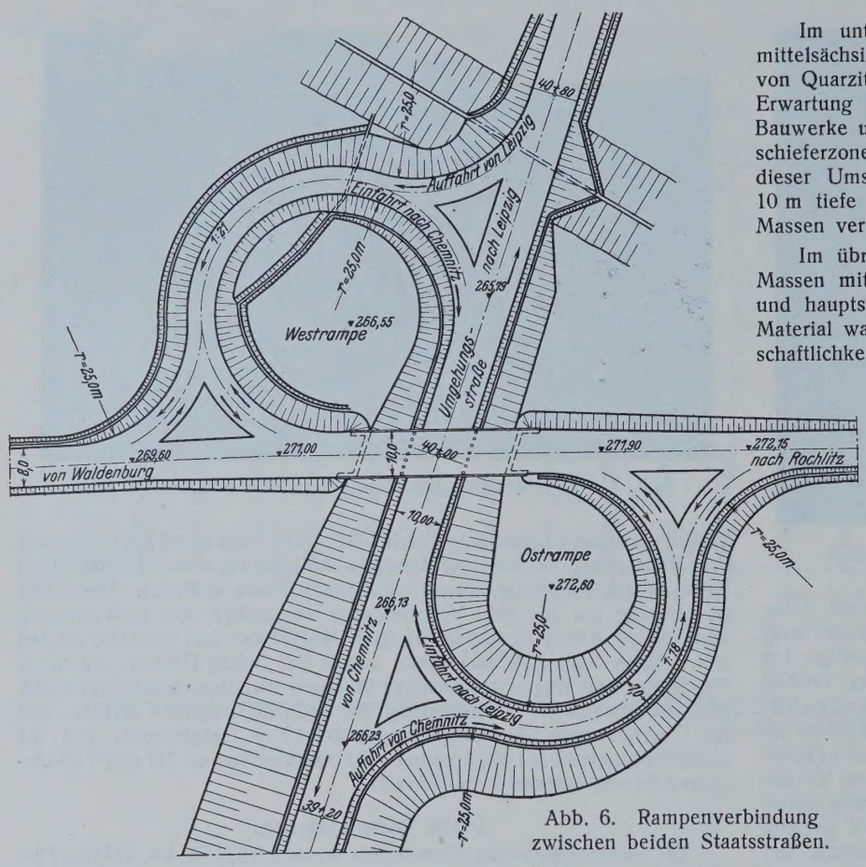


Abb. 6. Rampenverbindung zwischen beiden Staatsstraßen.

die Muldenbrücke und das Baulos II (links der Mulde) aufstellte. Die Erdarbeiten hierfür — rd. 85000 m³, davon 25000 m³ Felsen — wurden im Juni 1927 von der Firma Berndt Söhne in Dresden aufgenommen, zunächst ebenfalls im Handbetriebe mit Erwerbslosen. Nach Wiederbelebung der Wirtschaft und nach dem starken Rückgange der Erwerbslosigkeit wurde vom Frühjahr 1928 an der Unternehmerfirma die weitere Massengewinnung auf maschinellem Wege gestattet. Der eingesetzte, auf Raupen laufende 1-m³-Löffelbagger mit 50-PS-Junkers-Rohölmotor hat sich i. a. auch in schwerem Boden gut bewährt. Wegen der außerordentlichen Verschiedenheit der gewonnenen Massen und der schwankenden Förderweiten (200 bis 1500 m) liegt die Tagesleistung des Baggers zwischen 150 und 500 m³.

Im unteren Teile des Bauloses II traten die Kontaktgesteine des mittelsächsischen Granulitgebirges, vorwiegend Granitgneis, überlagert von Quarzit und Glimmerschiefer, zutage. Entgegen der ursprünglichen Erwartung konnten trotzdem nur sehr wenig brauchbare Baustoffe für Bauwerke und Straßenversteinung ausgehalten werden, da die Glimmerschieferzone in große Tiefe hinab vollständig verwittert ist; doch kam dieser Umstand dem Baufortschritte zustatten. Der unterste, bis zu 10 m tiefe Einschnitt zwischen Baustation 30 und 31 mit rd. 23000 m³ Massen verlief fast völlig in der beschriebenen Schieferzone.

Im übrigen wechselten auch in diesem Baulose lehmige und tonige Massen mit feinem weißem Diluvialsande, der hier in Gruben abgebaut und hauptsächlich als Formsand in Gießereien verwendet wird. Dieses Material war allein zur Dammschüttung ungeeignet; soweit es die Wirtschaftlichkeit des Baubetriebes gestattete, wurde es mit anderen Massen vermischt eingebaut, im übrigen in einem Ausmaße von 6000 m³ seitlich abgelagert. Stellenweise litt der Arbeitsfortgang sehr unter starkem Wasserandrang, der zu umfangreichen Pflaster- und Drainierungsarbeiten zwang.

Der Markersdorfer Bach, der von der neuen Straße zweimal gekreuzt wird, war bereits zu Beginn der Arbeiten auf die linke Straßenseite verlegt und hierbei bis 3,50 m tief in den Felsen eingesprengt worden. Das alte Bachbett wurde, um das Sickerwasser und verschiedene Quellen abzuführen, mit einer Sickerleitung aus einer 1,00 m breiten und 0,60 m hohen Steinpackung ausgesetzt.

Die Beendigung der Erdarbeiten und der restlichen Arbeiten, wie Kantenschutz, Baumpflanzung und Schneeschutzhecken, und die Übergabe der Umgehungstraße an den Verkehr ist im zeitigen Sommer 1929 zu erwarten.

Die kleineren Bauwerke (Unterführungen von Wirtschaftswegen, Steinbruchzufahrten u. dergl.) sind durchweg als Wölbbrücken in Bruchsteinmauerwerk von den Unternehmern für die Erdarbeiten, im Rahmen des Fortschreitens dieser Arbeiten, mit ausgeführt worden und bieten nichts Bemerkenswertes. Bei der Steinbruchwegunterführung bei Baustation 26 + 40 konnte durch Aufsetzen des Gewölbes auf die natürliche Felswand des Steinbruches das eine Widerlager gespart werden (Abb. 4).

3. Größere Bauwerke.

a) Kreuzungsbauwerk mit der Staatsstraße Rochlitz—Waldenburg.

Die Kreuzungsstelle mit der überführten Staatsstraße Rochlitz—Waldenburg ist so gewählt worden, daß deren Längszug nicht wesentlich verschlechtert wird. Das Kreuzungsbauwerk ist als Eisenbetonplattenbalken

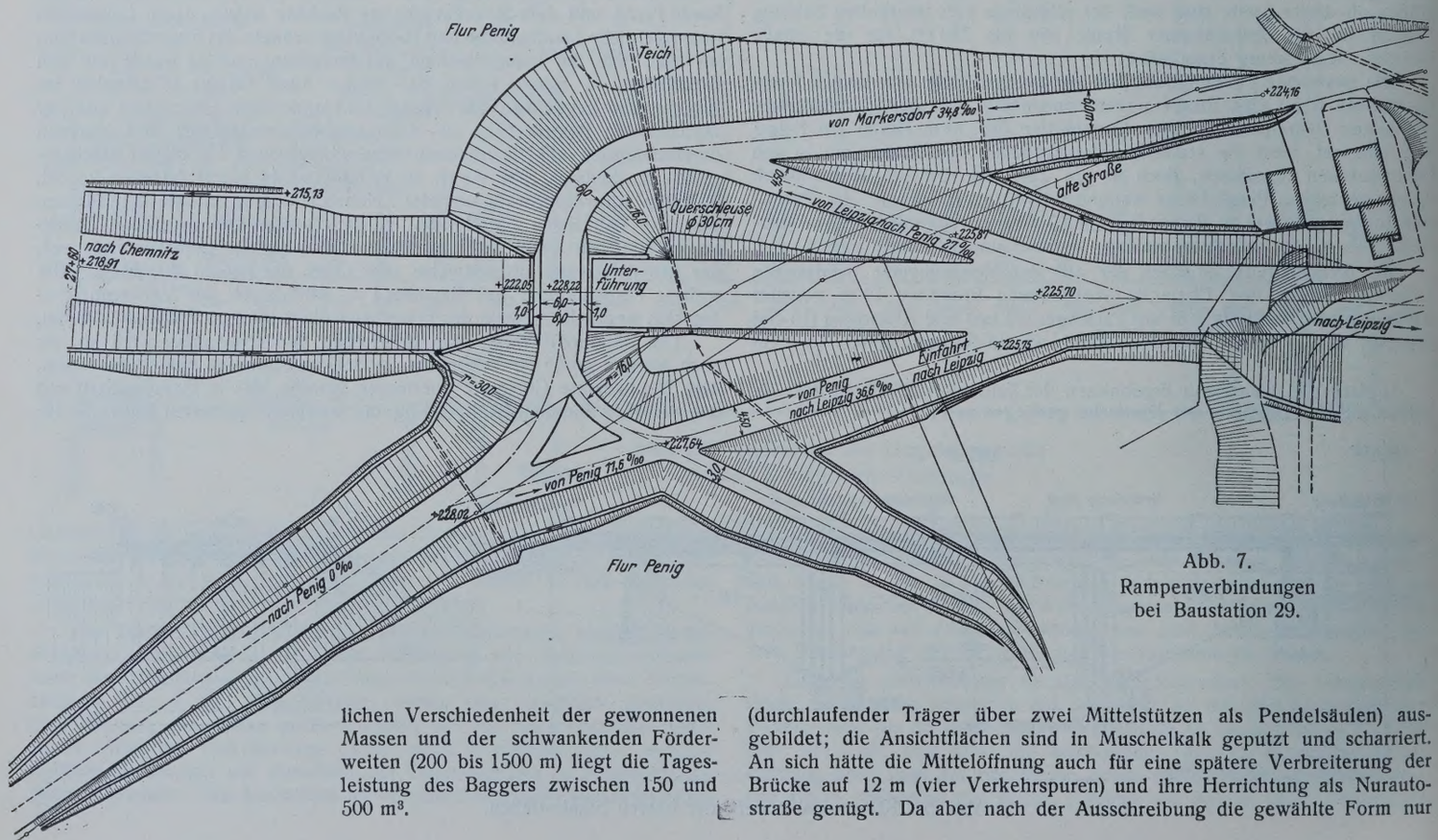


Abb. 7. Rampenverbindungen bei Baustation 29.

(durchlaufender Träger über zwei Mittelstützen als Pendelsäulen) ausgebildet; die Ansichtflächen sind in Muschelkalk geputzt und scharriert. An sich hätte die Mittelöffnung auch für eine spätere Verbreiterung der Brücke auf 12 m (vier Verkehrspuren) und ihre Herrichtung als Nurautostraße genügt. Da aber nach der Ausschreibung die gewählte Form nur

wenig teurer wurde als eine Brücke mit nur einer Öffnung (wegen der hohen Kosten für Widerlager und Flügelmauern), wurde der Brücke mit drei Öffnungen der Vorzug gegeben. Dadurch wird die gegenseitige Durchsicht von der Umgehungsstraße nach den Auffahrt- und Abfahrtrampen der Staatsstraße Rochlitz—Waldenburg wesentlich verbessert. Das Bauwerk ist in Abb. 5 dargestellt. Die nutzbare Breite ist zu 10 m gewählt (jetzige Normalbreite der überführten Straße 8 m).

Die Rampen (Abb. 6) sind als Rundlinge mit 25 m innerem (Kleinst-) Halbmesser und Steigungen von 1 : 21 und 1 : 18 ausgebildet. Für die unterführte Reitzenhainer Staatsstraße ist strenge Richtungstrennung vorgesehen, für die überführte Staatsstraße Rochlitz—Waldenburg dagegen nicht, da diese an Verkehrsbedeutung dauernd zurückstehen wird, und da bei ihr eine gute Verkehrsübersicht durch ihre natürliche Hochlage gewährleistet ist. Man kommt so mit zwei Rampen aus, von denen die Westrampe im Damme, die Ostrampe im Einschnitte liegt. Ein geordneter Verkehr wird durch gute Beschilderung der Ein- und Ausfahrten erreicht werden.

Das Kreuzungsbauwerk wurde nach Freilegung des Straßeneinschnittes im April und Mai 1928 in nur 6wöchiger Bauzeit von der Gesellschaft für Beton- und Eisenbetonbau m. b. H. in Lichtenstein-Kallenberg ausgeführt. Der Verkehr auf der überführten Straße wurde während der Bauzeit auf einem Hilfswege aus Eisenbahnschwellen von 200 m Länge aufrechterhalten. Die Kosten für das Kreuzungsbauwerk nebst Rampen betragen rd. 95000 R.-M.; sie sind nicht voll dem Hauptzwecke der Verkehrstrennung zwischen beiden Staatsstraßen anzulasten: Zur Erzielung eines gefälligen Längszuges der Umgehungsstraße und eines Massenausgleiches war an der Kreuzungsstelle ohne Einschnitt nicht auszukommen. Bei Zulassung straßengleicher Kreuzung hätte man die Staatsstraße Rochlitz—Waldenburg auf beträchtliche Länge absenken müssen; auch hätten dann beide Straßen an der Kreuzungsstelle im Einschnitte gelegen, was unbedingt zu vermeiden war.

b) Kreuzungsbauwerk mit der Gemeindestraße Markersdorf-Penig.

Die Umgehungsstraße und die Gemeindestraße kreuzen sich bei Baustation 29 am oberen Talausgange des Markersdorfer Baches an unübersichtlicher Stelle. Es wurde daher um so mehr eine Überführung der Gemeindestraße vorgesehen, als deren Längszug durch die Hochlegung verbessert wird und Massen für die Rampenschüttungen verfügbar waren. Dabei wurde auch dem Wunsche der Stadt Penig Rechnung getragen, die Umgehungsstraße in der Richtung von und nach Leipzig mit dem Bahnhofe Penig durch zwei Rampen zu verbinden, die wegen der beengten Lage der Straße in dem Tale als Schrägrampen angelegt wurden. Infolge der sehr spitzwinkligen Einführung erhalten sie mäßige Steigungen von 27 ‰ und 37 ‰. Da sie nur in einer Richtung befahren werden (Abb. 7), wurde ihre Breite auf 4,5 m beschränkt. Auf der Umgehungsstraße ist auch bei dieser Kreuzung die Richtungstrennung für den Verkehr streng durchgeführt. Für einen Anschluß vom Bahnhofe Penig nach Chemnitz und umgekehrt bestand kein großes Bedürfnis; er wäre technisch schwierig geworden und hätte wesentliche Kosten verursacht.

Ein Vergleich der Schrägrampen mit den Rundrampen unter a) zeigt, daß erstere billiger werden und vor allem weniger Landfläche beanspruchen. Dafür haben aber die Rundrampen den Vorteil, daß sie von beiden Straßen in beiden Richtungen benutzt werden können. Als Nachteile der Rundlinge könnte man den kleinen Halbmesser und die beträchtliche Steigung anführen; das zwingt aber gerade die Fahrzeuge zu einer erwünschten Ermäßigung der Geschwindigkeit beim Einfahren in die beiden zu verbindenden Straßen. (Schluß folgt.)

Bruch des Untertores der südlichen Schleuse Kersdorf des Oder-Spree-Kanals am 10. August 1928.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungs- und Baurat **Ehrenberg,** Potsdam, und Regierungsbaurat **Braun,** Fürstenwalde.

1. Verlauf des Unfalls.

Der Unfall geschah am 10. August gegen 15^{30} Uhr, als ein Dampfer (Länge 18,83 m, Breite 4,30 m, Tiefgang 1,44 m, Maschinenstärke 110 PS) zugleich mit einem beladenen Berliner Maßkahn (46 m lang, 6,6 m breit) von 335 t Ladefähigkeit die südliche alte Schleuse Kersdorf (nutzbare Länge = 59 m, nutzbare Breite = 8,45, Fall = rd. 3 m) in der Richtung zu Berg verlassen wollte. Oberwasser stand normal auf + 40,82 NN, Unterwasser außergewöhnlich niedrig auf + 37,72 NN (Mittelwasser + 38,09). Die Kammer war gefüllt und das Obertor (Klapptor) niedergelegt. Der Dampfer hatte den vor ihm liegenden Kahn, um die Ausfahrt zu beschleunigen, zunächst eine kurze Strecke langsam vorwärts geschoben, wobei er ihn achtern an Backbord angefaßt hatte, so daß er teilweise zwischen diesem und der Kammerwand fuhr. Kurz vor dem Oberhaupt hatte der Dampfer dann abgestoppt, um den Kahn allein das engere Oberhaupt durchfahren zu lassen.

In dem Augenblick, als der Kahn sich mit seinem Steuer gerade über dem Oberdrempel befand, löste sich plötzlich die kammerseitige Kante der nördlichen Stemmsäule des Untertores in Form eines mehrere Meter langen Splitters von der Säule los. Unmittelbar danach schlugen beide Flügel des Untertores mit einem heftigen Krach nach dem Unterwasser zu auf, und das Wasser strömte mit großer Gewalt aus der Kammer nach dem Unterwasser hinaus und vom Oberwasser her in die Kammer hinein. Dadurch wurde der Kahn wieder in die Schleuse zurückgerissen, so daß er mit dem Vorderteil auf den Oberdrempel, mit dem Heck auf den Schleusenboden aufschlug und etwa in der Mitte seiner Länge eingedrückt und auch etwas verwunden wurde (Abb. 1). Auch klemmte der Kahn dabei den neben ihm befindlichen Dampfer derart ein, daß beide Fahrzeuge weder vornoch rückwärts und auch mit ansteigendem Wasser nicht wieder aufschwimmen konnten. Der Besatzung des Dampfers gelang es jedoch noch, das Feuer herauszureißen und den Dampf abzublasen, ehe sie den Dampfer verließ, so daß die Gefahr einer Explosion beseitigt war. Dagegen mußte die Besatzung des Kahnes von dem Versuch, den Kahn durch Ausbringen einer Stahltrosse am Absacken zu verhindern, abstehen, um sich in Sicherheit zu bringen.

2. Befund nach dem Unfall.

Der Zustand des Untertores nach dem Unfall ist aus Abb. 2 ersichtlich. Beide Flügel hingen danach auch nach dem Aufschlagen noch in den Halslagern. Die Schlagsäule des Nordflügels war von unten bis oben in der Längsrichtung abgesplittert (Abb. 2 u. 7), im übrigen aber nicht gebrochen; die des Südflügels war etwa 1,50 m über dem Drempelanschlag

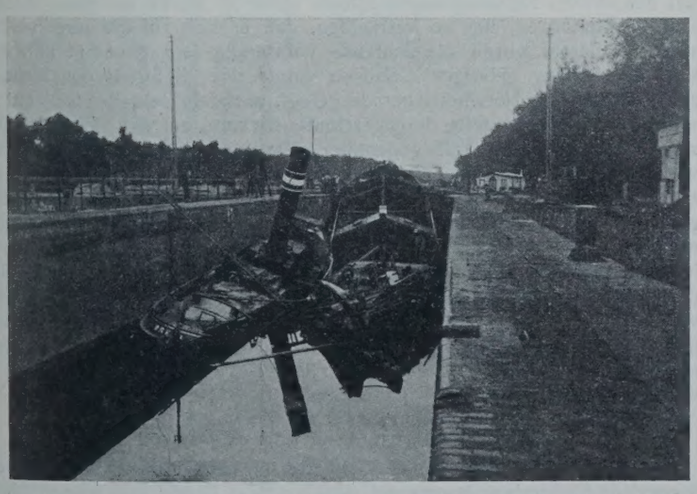


Abb. 1. Lage der Fahrzeuge nach dem Unfall. Die obere Notdichtung ist eingebracht. Der Wasserstand in der Schleuse steht auf Unterwasser.

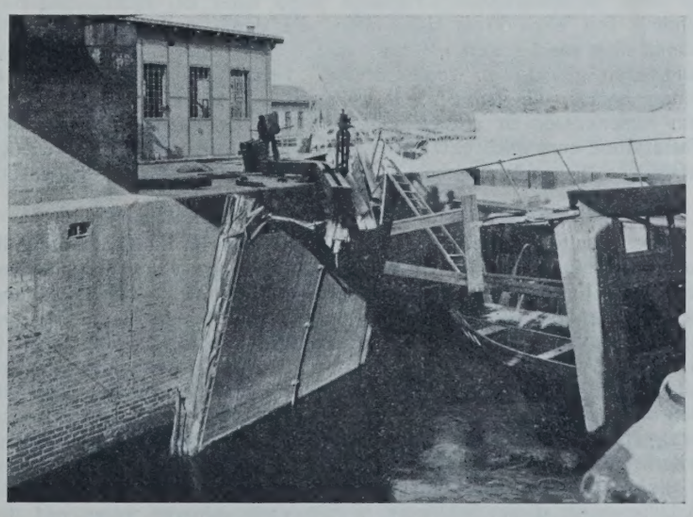


Abb. 2. Das Untertor nach dem Unfall, vom Unterwasser aus gesehen. Hinter dem Tor die untere Abdichtung.

gebrochen und im unteren Teil ebenfalls abgesplittert. Die Wendesäule des Nordflügels war an der Stelle des obersten Riegeleingriffes gebrochen, und zwar augenscheinlich durch das Aufschlagen des Schwenkbaumes gegen die Windensäulen des Schützantriebes, wobei auch der Schwenkbaum stark verbogen und der oberste Riegel ebenfalls gebrochen wurde. Auch der untere Lagerschuh war bei diesem Flügel abgebrochen; beim Südflügel hatte sich die Wendesäule über dem Spurlagerschuh um 90° gedreht, ohne zu brechen. Der Schwenkbaum war auch hier verbogen, aber ohne daß der obere Riegel dadurch in Mitleidenschaft gezogen wurde. Abgesehen von diesen Beschädigungen waren beide Flügel vollkommen unversehrt geblieben, besonders auch hinsichtlich der übrigen Riegel und des Verbandes.

3. Behelfsmäßige Abdämmung der Schleuse am Unterhaupt.

Um weiteren Schaden zu vermeiden, wurde sofort versucht, das Wasser abzudämmen, und insbesondere das Leerlaufen der Scheitelhaltung zu verhindern. Hierzu die Dammbalken des Oberhauptnotverschlusses einzubringen, verbot sich deshalb, weil der Kahn mit seiner Spitze derartig ungünstig in die Ebene der oberen Dammbalken hineinragte, daß

Abb. 3. Vordersteven des Kahnes auf dem Oberdrempel aufsitzend, mit oberem Notverschluß, vom Oberwasser aus gesehen.

die Benutzung dieses Verschlusses zunächst unmöglich war. Anderseits erleichterte die Lage des Kahnes die Absperrung der Kammer insofern, als er einen großen Teil des Oberhauptquerschnittes versperrte und dadurch den Wasserzustrom erheblich einschränkte. Es blieb also nur übrig, die Abdämmung der Schleuse am Unterhaupt vorzunehmen, obwohl ein solches Beginnen in Anbetracht des hier, bei gefüllter Schleuse auftretenden großen Wasserdruckes mit den größten Schwierigkeiten verbunden war.

In der Tat wurde denn auch schon nach Einbringen einiger Balken in den oberwasserseitigen Dammbalkenverschluß des Unterhaupts infolge des Ansteigens des Wassers in der Kammer die Strömung bald so stark und die durch den Strömungsdruck auf die Dammbalken erzeugte Reibung gegen ihren Anschlag so groß, daß es nicht gelang, die Balken bis auf die Sohle hinabzutreiben. Vielmehr blieb unter der Balkenwand eine Öffnung von etwa 60 cm Höhe offen, die durch senkrechte hinter die Dammbalkenwand gestellte, 8 cm starke Bohlen unter Zuhilfenahme von Sandsäcken geschlossen werden mußte. Ferner stellte es sich als notwendig heraus, die ganze Wand während ihrer Hochführung stark nach dem Unterwasser zu abzusteifen, weil die Dammbalken dem großen Wasserdruck unmöglich gewachsen waren. Die leeren Wendenischen der herausgebrochenen Tore gaben dabei gute Stützpunkte für die Steifen ab.

4. Erfolg der behelfsmäßigen Abdämmung.

Die Arbeiten nahmen die ganze Nacht vom 10. zum 11. August in Anspruch, hatten aber den Erfolg, daß am 11. August morgens mit dem Bergen der Kahnladung begonnen und die Gefahr für die Scheitelhaltung als vorläufig behoben angesehen werden konnte. Immerhin betrug der gesamte, durch den Torbruch hervorgerufene Wasserabfall in der Scheitelhaltung um diese Zeit schon 40 cm, obwohl unmittelbar nach Eintritt des Unfalls auch die Speisepumpen in Neuhaus und Fürstenberg sofort in Gang gesetzt waren, um das Absinken des Wasserspiegels tunlichst zu verzögern. Viel Schaden hätte übrigens auch durch ein noch etwas weiteres Absinken des Wasserstandes nicht angerichtet werden können, da die bei Kersdorf und Fürstenberg liegenden Fahrzeuge mittlerweile im Unterwasser dieser Schleusen in Sicherheit gebracht waren und die übrige Haltung von Schiffen frei war. Der Schiffahrtverkehr wurde am 12. August morgens zunächst mit einer Einschränkung des Tiefganges auf 1,50 m wieder aufgenommen, am 14. August konnte auch diese Beschränkung wieder aufgehoben werden.

5. Einbringen eines Notverschlusses am Oberhaupt.

Es kam nun darauf an, die immerhin stark behelfsmäßige Abdämmung am Unterhaupt möglichst bald durch einen zuverlässigen Notverschluß am Oberhaupt zu ersetzen. Hierzu wurde vor der Stirnmauer des Oberhauptes, dicht unter dem hier nach oben ragenden Bug des Kahnes, ein eiserner Träger gewissermaßen als Nadellehne aufgehängt, darunter auf der Kanalsohle ein gleicher Träger als Fußlehne für die Nadeln verlegt. Sodann wurden seitlich des Kahnes gewöhnliche hölzerne Nadeln eingebracht, unter seinem Bug dagegen starke Bohlen, die in ihrem oberen Teil dem Spantenriß des Kahnes entsprechend ausgeschnitten wurden (Abb. 3). Die verbleibenden Fugen wurden in der üblichen Weise gedichtet.

Am 13. August waren auch diese Arbeiten beendet, und das Wasser in der Schleuse konnte nunmehr langsam auf Unterwasser gesenkt und damit der Unterhauptverschluß entlastet werden. Abb. 4 zeigt den Zustand bei angespanntem, und Abb. 1 den bei abgesenktem Wasser. Zwei Tage später, am 15. August, konnte an die Bergung des Restes der Ladung

Abb. 4. Ansicht bei gefüllter Kammer nach Setzen des unteren Notverschlusses.

und der Fahrzeuge herangetreten werden, nachdem die aufgetriebenen Stücke schon früher beseitigt waren.

Die Ladung bestand in der Hauptsache aus Öl in Fässern und Mehl in Säcken.

6. Bergung der beschädigten Fahrzeuge.

Der Dampfer, der äußerlich nur einige Einbeulungen oberhalb der Wasserlinie auf der Steuerbordseite zeigte, wurde zunächst aus seiner eingeklemmten Lage befreit und dann mit Hilfe schwerer, über die Schleusenkammer gestreckter Träger und starker Hebespindeln angehoben. Es stellte sich heraus, daß er vollkommen schwimmfähig war und ohne weiteres hinter dem Kahn in der Schleusenkammer untergebracht werden konnte.

Der Kahn, dessen vorderer Teil nach dem Gesagten einen Bestandteil des oberen Notverschlusses bildete (Abb. 3), wurde an dieser Stelle kräftig unterfangen, um zu vermeiden, daß er sich auf die Nadeln aufsetzte. Hierauf wurde die Schleuse vollständig leer gepumpt und der Rest der Ladung geborgen. Sodann wurde das Hinterteil des Kahnes zum Einbau eines Notschotts gerade gelegt, nachdem seine beiden Seitenwände an der Knickstelle durchgeschnitten waren, um dem hinteren, für sich abzuschottenden Teil gegenüber dem vorderen eine gewisse Beweglichkeit zu geben und dadurch das Aufschwimmen des Kahnes zu erleichtern. Als bewegliches Verbindungsstück verblieb der unversehrt gebliebene hölzerne Boden, als Notschott für das Hinterstück diente eine mit Segeltuch gedichtete Bohlwand. Nunmehr wurde die Schleusenkammer langsam gefüllt und gleichzeitig das Vorderteil des Kahnes in der Nähe der Knickstelle durch Ketten angehoben; der hintere Teil schwamm dabei von selbst mit auf. Die Hebung ging auf diese Weise ohne Zwischenfälle vonstatten, und Dampfer und Kahn konnten am 23. August abends schwimmend die Schleuse nach dem Oberwasser zu verlassen und in diesem Zustande fortgeschleppt werden.

7. Unterhaltungszustand des Tores.

Die Tore sind beim Bau der Schleuse im Jahre 1905 in der üblichen Weise aus Kiefernholz hergestellt und vor dem Unfall zum letzten Male bei der Trockenlegung der Schleuse im Jahre 1925 untersucht worden. Dabei wurden Wende- und Schlagsäulen sowie die Riegel noch in ver-

hältnismäßig gutem Zustande, nur die Bohlenbekleidung etwas schadhaft befunden. Es wurde aber angenommen, daß dieses Tor nach dem Aufbringen eines zweiten Bohlenbelags noch weitere 5 bis 10 Jahre den Anforderungen des Betriebes gewachsen sein würde. Abb. 5, die wenige Wochen vor dem Unfall aufgenommen wurde, und vor allem Abb. 6 aus dem Jahre 1926 lassen nichts irgendwie Bedenkliches am Aussehen des Tores erkennen. Letztere Aufnahme wurde hergestellt, als ein Dampfer den südlichen Torflügel angefahren hatte und dabei das Halslager gebrochen war. Der Flügel selbst war bei diesem Vorfall vollständig unversehrt geblieben und der Nordflügel überhaupt nicht berührt worden.

Auch jetzt, wo man die Tore an Land genau untersuchen kann, macht ihr Holz, abgesehen von dem obersten Riegel und dem oberen Teile der Wendesäule des nördlichen Flügels, im allgemeinen keineswegs einen abgängigen Eindruck. Die genannten Teile sind allerdings morsch. Eine wesentliche Bedeutung für die Standsicherheit des geschlossenen Tores kann ihnen aber kaum beigemessen werden, da sie nur bei geöffnetem Tor nennenswerte Kräfte aufzunehmen haben.

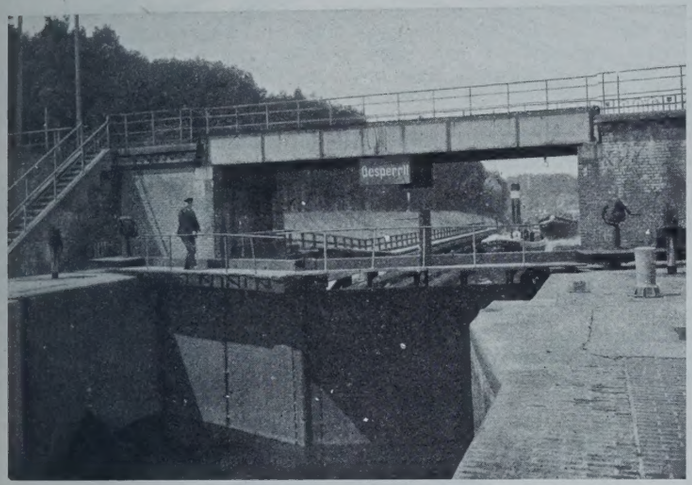


Abb. 5. Ansicht des Untertores von der Kammer aus, wenige Wochen vor dem Unfall.

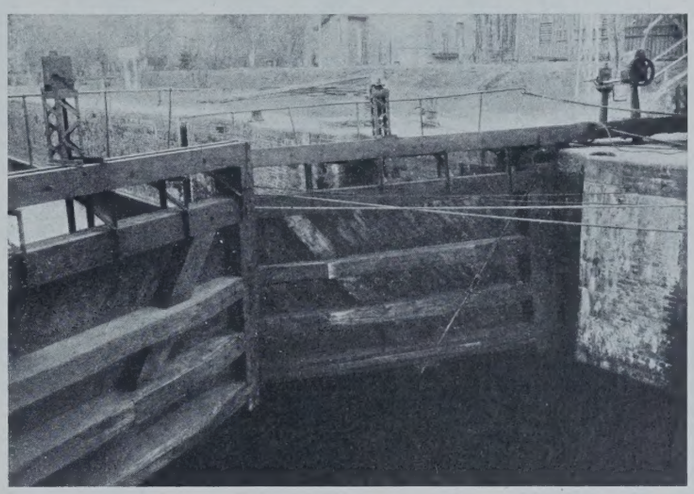


Abb. 6. Aufnahme des Untertores aus dem Jahre 1926. Das obere Halslager des linken Flügels (auf dem Bilde rechts) war infolge Anfahrens gebrochen, daher hängt der Flügel geneigt.

8. Mögliche Ursachen des Torbruches.

Bemerkenswerter dürfte es sein, daß die Schlagsäule des nördlichen Torflügels an ihren Bruchstellen eine Stärke der Jahresringe zeigt, die

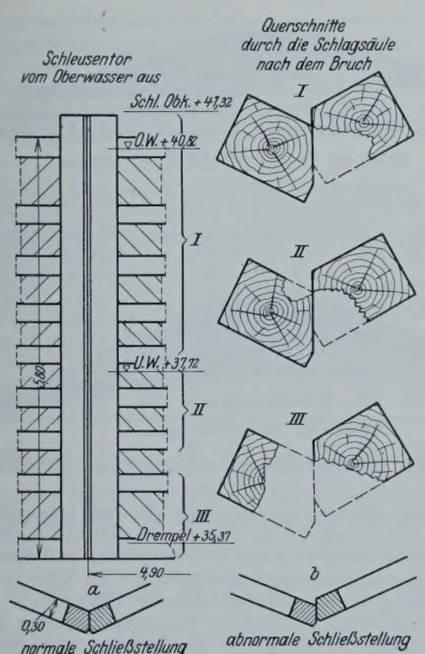


Abb. 7. Darstellung der Torlage sowie der typischsten Querschnitte der zerstörten Wendesäulen.

weit über das Maß hinausgeht, das einem normal gewachsenen Stamme zukommt. Es handelt sich hier zweifellos um schnellwüchsiges Holz, dessen loser Zellenaufbau beim Zutritt von Wasser nicht unerheblichen Veränderungen ausgesetzt ist. Ein solches Holz hat im nassen Zustande eine viel geringere Widerstandsfähigkeit als im trockenen, und seine Jahresringe können bei dem Wechsel von Nässe und Trockenheit Quellungen und Schrumpfungen erleiden, durch die der Zusammenhang zwischen diesen Ringen fast vollkommen gelöst und seine Schubfestigkeit ganz erheblich verringert wird.

Besonders nachteilig muß es bei einem solchen, ohnehin zu Längsrissen neigenden Holze ferner wirken, wenn, wie auf Abb. 2 zu sehen ist, die Bolzen zur Befestigung der Bohlen stellenweise genau, und in ganz geringem Abstande voneinander, in der Ebene liegen, in der auch die Zapfenlöcher der Riegel enden. Durch diese Häufung der Befestigungsteile im gleichen Längsschnitt wird die Rissebildung zweifellos gefördert, und es ist nicht zu verkennen, daß hierin eine gewisse Schwäche der Schlagsäule gelegen hat. Immerhin ist diese Art der Verzimmerung ziemlich häufig ohne jeden Nachteil ausgeführt und würde für sich allein kaum eine Gefährdung des Tores bedeuten.

Weiter muß es sich aber bei einem solchen Holz mit vermindertem Schubwiderstand besonders ungünstig auswirken, wenn sich, was in der Praxis nicht selten vorkommt und auch kaum zu verhindern ist, die Schlagsäulen nicht voll und achsial gegeneinanderlegen, sondern, wie in Abb. 7 dargestellt, versetzt, sei es, daß der eine Flügel durch irgend ein Hindernis am vollen Zuschlagen gehemmt wird, sei es, daß er beim Schließen voreilt und daß dann etwa ein Schiefhängen oder Klemmen der Flügel den anderen hindert, seine Schlußstellung einzunehmen. Häufig gleicht der beim Füllen der Kammer zunehmende Wasserdruck diese Fehlstellung sehr bald wieder aus. Tut er das aber nicht, so wird die abscherende Seitenkraft des Stemmdrucks naturgemäß ganz erheblich erhöht, und es kann dann — zumal bei ungewöhnlich ungünstigen Wasserständen, wie sie im vorliegenden Falle herrschten — sehr wohl kommen, daß ein ohnehin weniger widerstandsfähiges Holz dieser Beanspruchung nicht gewachsen ist, und daß die übermäßig beanspruchte Kante der Stemmsäule einfach abgeschoren wird.

Etwas ähnliches scheint auch im vorliegenden Falle vorgekommen zu sein. Darauf deutet einmal Abb. 5, die die oben gekennzeichnete ungünstige Schließstellung der Torflügel deutlich erkennen läßt. Darauf deutet aber noch mehr die eidliche Aussage des Schleusengehilfen, der sich bei dem Unfall in der Nähe des Untertores befand und deutlich gesehen haben will, daß vor dem Aufschlagen des Untertores ein mehrere Meter langer Splitter von der einen Stemmsäule absprang. Der Splitter selbst hat nachher begreiflicherweise nicht mehr gefunden werden können, er ist wohl durch das durch die Kammer strömende Wasser sofort flußabwärts getrieben worden. Die Stemmsäule des nördlichen Flügels läßt aber hierüber keinen Zweifel.

Es darf daher in der Tat wohl angenommen werden, daß

a) die Torflügel beim Schließen der Tore aus irgend einem Grunde nicht ganz die richtige Schließstellung eingenommen hatten und daß infolgedessen der Stemmdruck des einen Flügels exzentrisch und stark abscherend auf die Stemmsäule des anderen wirkte;

b) daß die so übermäßig beanspruchte Stemmsäule aus schnellwüchsigem, zu Längsrissen neigendem Holz hergestellt und in einem Längsschnitt durch die Befestigungsbolzen der Bohlenverkleidung des Flügels stark geschwächt war;

c) daß unter dem Zusammenwirken der unter a) und b) genannten Umstände ein wesentlicher Teil der südlichen Stemmsäule abgequetscht wurde, so daß beide Torflügel ihren Halt gegeneinander verloren und durchschlugen.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Rhein zwischen Basel und Mannheim.

Unter dieser Überschrift sind in der „Wasserwirtschaft“ 1929, Heft 5, von Dr.-Ing. Wittmann über die Ausbaupläne für die Rheinstrecke Straßburg—Basel Mitteilungen gemacht, die das lebhafte Interesse weiterer Kreise erregen dürften und daher nachstehend auszugweise wiedergegeben werden sollen. Vorweg sei bemerkt, daß der seit 25 Jahren deutscherseits bearbeitete Plan des Rheinkraftwerks Kembs nunmehr auf Grund der Bestimmungen von Versailles durch Frankreich zur Ausführung gebracht wird. Neben dem Kraftwerk wird aber eine große, von der „Zentralkommission für die Rheinschiffahrt“ verlangte Schleusenanlage ausgeführt werden, um die Rheinschiffahrt über den schiffbaren Werkkanal von Kembs nach Basel zu ermöglichen. Auf die Anlage des Kraftwerks Kembs soll hier nicht im einzelnen eingegangen werden, sie ist in der „Zeitschrift für Binnenschiffahrt“ 1925, Heft 7, eingehend beschrieben. Das Werk, das örtlich durch die Felsenschwelle von Istein und wirtschaftlich durch den großen Energiegewinn begründet ist, wird in fünf bis sechs Jahren in Betrieb kommen (Abb. 1).

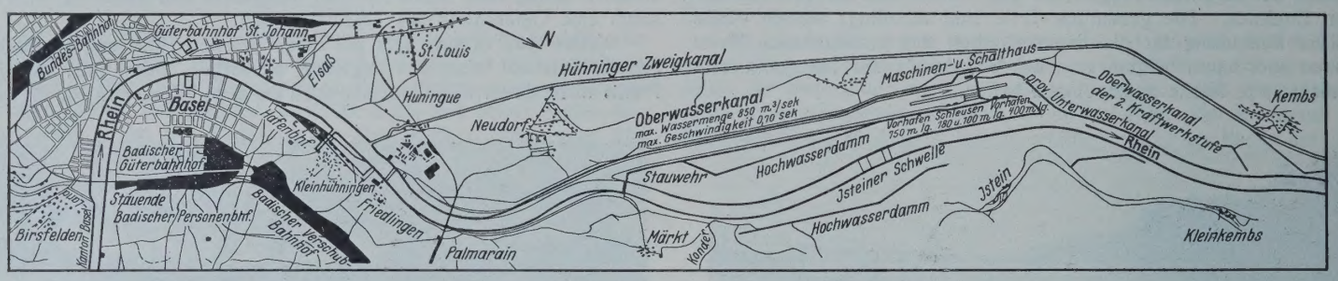


Abb. 1. Der Rhein zwischen Basel und Kembs.

Fraglich ist nur, ob der Unterkanal des Kraftwerks wieder in den Rhein eingeleitet und der Strom selbst von da ab durch Kanalisierung oder Niederwasserregulierung für die Großschiffahrt ausgebaut wird, oder ob der Unterkanal von Kembs als oberste Haltung eines linksufrigen Seitenkanals mit noch acht Schleusenstufen bis Straßburg hin verlängert werden soll. Von der während des Krieges vom Oberbaurat Kupferschmidt badischerseits bearbeiteten Vollkanalisierung hat man Abstand genommen, da die Schweiz auf dem „Freien Rhein“ bestand, und so ist dann von der Badischen Rheinstromverwaltung im Auftrage der Schweiz ein Niederwasserregulierungsplan aufgestellt worden, der auf der Internationalen Ausstellung für Binnenschiffahrt und Wasserkraftnutzung zu Basel 1926 ausgestellt war. Der Entwurf hat der Zentralkommission für die Rheinschiffahrt zur Prüfung vorgelegen und ist von ihr genehmigt worden. Gleichzeitig hatte auch Frankreich seinen Entwurf eines Seitenkanals als „Grand Canal d'Alsace“ ausgestellt und der Zentralkommission zur Genehmigung eingereicht. Diese beiden Lösungen für die Weiterführung der Rheinschiffahrt bis zum Kraftwerk Kembs sollen nachstehend kurz besprochen werden.

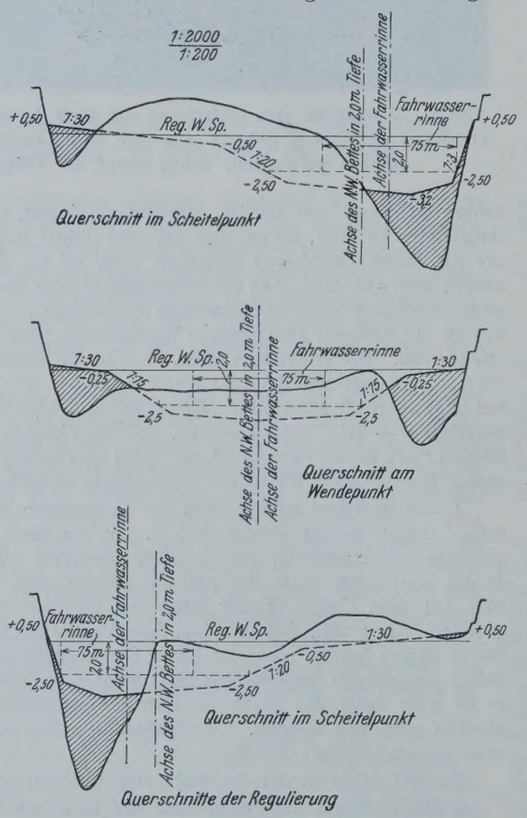


Abb. 2. Querschnitte der Regulierung.

I. Die Niederwasserregulierung des Rheins zwischen Straßburg und Basel.

Der Regulierungsentwurf ist vom Oberbaurat Spieß nach ähnlichen Grundsätzen aufgestellt worden, wie sie sich bei der ausgeführten Regulierung der Strecke Sondernheim—Straßburg bewährt haben. Die Länge der zu regulierenden Strecke beträgt 115 km, sie endet vor der Felsenschwelle von Istein im Unterkanal des Kraftwerks Kembs, dessen Oberkanal dann, wie erwähnt, weiterhin bis Basel für die Schiffahrt benutzt werden soll. Der Rhein hat bei Istein ein Spiegelgefälle von 1 : 1000, das sich weiter unterhalb verflacht. Infolge der Regulierung wird ein Fahrwasser von 75 m Breite und 2 m Tiefe auch bei NW zu erwarten sein. Für die Bauausführung sind elf Jahre vorgesehen, wobei jedoch schon nach sechs bis sieben Jahren ein geregeltes Fahrwasser sich bilden wird. Die gesamten Baukosten sind nach einem Voranschlage vom November 1924 auf 49,5 Mill. R.-M. berechnet worden, mithin auf 430 000 R.-M./km.

Den Regulierungswerken — Buhnen, Grundschwellen und Leitwerke in den Konkaven — fällt nicht nur die Aufgabe zu, das NW zusammenzufassen, sondern auch die fortwährende Tieferbettung aufzuhalten und weiteren Erosionen unterhalb Weisweil vorzubeugen. Zunächst ist der Einbau von Grundschwellen in Abständen von 60 m in den Kolken vorgesehen und der weitere Einbau von Grundschwellen vorbehalten, wo und wie weit die Sohlengestaltung es erfordert. Man will möglichst flache, in den Höhenunterschieden ausgeglichene Querschnitte erzielen, um damit die bei der notwendigen Schlängelung der Linienführung eintretende Wechselwirkung zwischen vertiefendem Kolk und sich aufhöhendem Übergangquerschnitt soweit als möglich zu vermindern.

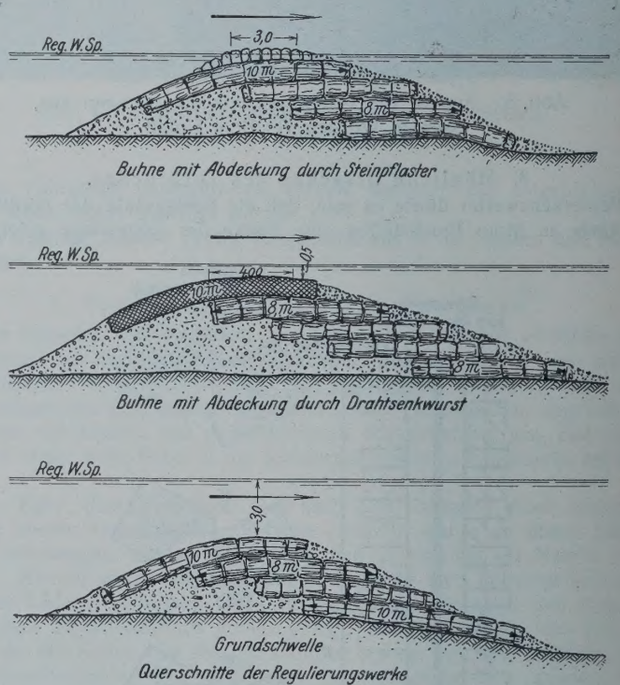


Abb. 3. Querschnitte der Regulierungswerke.

In den Übergangquerschnitten (Abb. 2) sind beiderseits Böschungsneigungen von 1 : 15 vorgesehen. In den Scheitelquerschnitten wird die vorhandene Uferböschung 1 : 2 auf 1 : 3 umgebaut und durch ein Leitwerk rasch in noch flachere Böschungen übergeführt. Im Scheitel der Konvexen beträgt die Böschung des gegenüberliegenden Bauwerks 1 : 20. An Stelle der jetzt im unregulierten Laufe über 100 schwankenden Zahl der Übergänge sind planmäßig 86 Übergänge vorgesehen. Als Bauelemente der Buhnen, Grundschwellen und Leitwerke sollen die unterhalb Sondernheim bewährten Senkwürste dienen (Abb. 3), aber, der größeren Wassergeschwindigkeit entsprechend, mit schwereren Füllungen und flacheren Neigungen der stromabwärts gelegenen Seite.

Bis alle zwischenstaatlichen Verhandlungen erledigt und die Kredite in den Parlamenten genehmigt sind, wird noch mancher Tropfen Wasser den Rhein hinunterfließen! Doch ist man in deutschen Kreisen zuversichtlich und hofft in absehbarer Zeit das Regulierungswerk ausführen

zu können, um den über Straßburg hinaus nach Basel und dem Bodensee zustrebenden Verkehr dem Rhein zu erhalten und ihn nicht auf einen linksrheinischen Seitenkanal abgeleitet zu sehen.

II. Der linksrheinische Seitenkanal Straßburg—Basel.

Der Gesamtentwurf dieses Kanals, von dem die eingangs bereits erwähnte Staustufe Kembs nur den Anfang bildet, sieht in km 4 der badischen Uferteilung im Rhein ein bewegliches Wehr vor mit drei Öffnungen von 30 m und drei Öffnungen von 17,5 m Lichtweite, das den NW-Spiegel auf + 244 m NN halten soll. Am linken Ufer, kurz oberhalb dieses Wehres (Abb. 1) zweigt der Kanal ab, dessen erste Haltung durch das Rheinwerk Kembs abgeschlossen wird.

Dann folgen noch acht Haltungen mit acht Kraftwerken und den zugehörigen Schleusenanlagen bis zur Einmündung in die neu geplanten Hafenanlagen oberhalb Straßburg. Das Gesamtgefälle beträgt 127 m, die Gesamtlänge mißt 114 km, das Bruttogefälle der Stufen stellt sich durchschnittlich auf 13 m. Bei NW soll dem Kanal die gesamte Wasserführung des Rheins von 900 m³/sek bis auf 50 m³/sek zugeführt werden. Dieser geringe Rest der Wassermenge soll dem über 200 m breiten Strom zur Reinhaltung des Bettes und zur Erhaltung des Fischbestandes belassen werden. Bei niederen Ständen kann dann von einer Schiffahrt nicht mehr die Rede sein, bei höheren Ständen wird dann der Rheinlauf lediglich zur Hochwasserabführung dienen. Für den Energiegewinn wird eine Wasserführung von 850 m³/sek in Anspruch genommen. Mit dieser Wassermenge und dem Gesamtgefälle von 127 m ergibt sich für alle neun Stufen eine Rohleistung von 800 000 PS.

Die „Zentralkommission für die Rheinschiffahrt" hat diesen Seitenkanal zwar grundsätzlich genehmigt, jedoch mit schweren Auflagen im Interesse der Schiffahrt belastet. So sollen an jeder Staustufe zwei Schleusen von 185 m und 100 m Kammerlänge bei 25 m Torweite eingebaut und für die eine Schleuse eine spätere Verlängerung auf 270 m vorgesehen werden. Als Zugänge zu den Schleusen sind im Ober- und Unterwasser große Vorhäfen anzuordnen. Wo eine Betonierung der Kanalsohle behufs Dichtung notwendig wird, soll der Beton mit einer starken Lage von Sand und Kies überdeckt werden, um den Schiffen überall ein sicheres Ankern zu ermöglichen. In jeder Haltung sollen zwei große Wendebecken angeordnet werden. Als zulässige Wassergeschwindigkeit in den Kanälen hatte der Entwurf 1,2 m/sek vorgesehen, in den Verhandlungen ist jedoch, dank dem energischen Eintreten der deutschen Vertretung, für den bisher allein genehmigten Werkkanal von Kembs die mittlere Geschwindigkeit auf 0,70 m/sek herabgesetzt worden. Es hat sich danach der in Abb. 4 dargestellte, außerordentlich große Wasserquerschnitt von 1200 m² ergeben, der an Breite und Tiefe einem Seekanal entspricht. Zum Vergleich ist auch der Querschnitt des Rheins bei Kembs in Abb. 4 dargestellt. Die Kosten für den Einbau des Rheinwehres mit allen Nebenanlagen werden vom französischen Staat getragen,

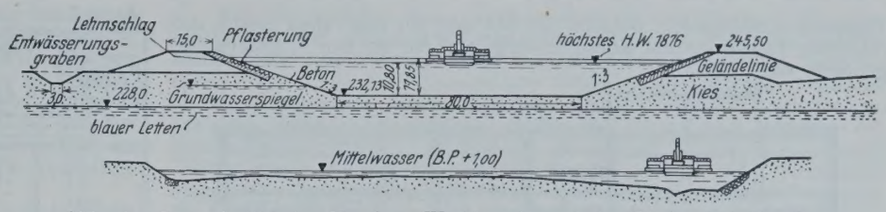


Abb. 4. Querschnitte des Kembser Werkkanals und des Rheins bei Kembs.

die zur Ausnutzung der Wasserkräfte gegründete Gesellschaft hat nur die Kosten des Kraftwerkes mit den Werkkanälen zu übernehmen. Bezüglich Deutschlands ist die Gesellschaft von allen Zahlungen enthoben, die Frankreich gemäß Artikel 358 des Friedensdiktates an Deutschland abzuführen hätte. Dagegen ist die Gesellschaft verpflichtet, jederzeit auf Verlangen des Staates elektrischen Strom an Deutschland abzugeben, der dann wie eine Lieferung an den französischen Staat berechnet werden soll.

Wie bereits erwähnt, hat die Zentralkommission sowohl die Niederwasserregulierung des Rheins als auch die Ausführung des Seitenkanals nach Straßburg unter bestimmten Bedingungen genehmigt. Es bleibt aber den beteiligten Uferstaaten überlassen, welchen Entwurf sie zur Ausführung bringen wollen. Die Streitfrage ist damit also keineswegs gelöst. Der eine Plan schließt jedenfalls den anderen vollständig aus. Frankreich legt nach wie vor Wert auf seine 800 000 PS, die der elsässischen Industrie und dem Osten des Landes zugeführt werden sollen. An einer gesicherten und ungehinderten Weiterführung der Großschiffahrt über Straßburg, den drittgrößten französischen Binnenhafen, hinaus ist Frankreich im Gegensatze zur Schweiz, Deutschland und Holland, wenig gelegen. Dementsprechend betrachten die Franzosen die Kembser Stufe als den ersten entscheidenden Schritt zur Ausführung des ganzen „Grand Canal d'Alsace". Inzwischen werden sich aber bei der Ausführung des Kembser Werkkanals, dessen Spiegel teilweise bis 9 m über dem durchlässigen Gelände liegt, so ungeheure Schwierigkeiten und Kosten für die künstliche Dichtung des Kanalbettes ergeben, daß den Franzosen vielleicht die Lust vergehen wird, die weiteren Staustufen auszubauen. Ein Dammbruch würde unabsehbare Folgen haben.[1]) Die schweizerischen Kreise sehen in der Kembser Stufe die letzte Haltung der zu kanalisierenden Rheinstrecke Basel—Bodensee und rechnen damit, daß in fünf bis sechs Jahren mit der Fertigstellung von Kembs auch die Regulierung Straßburg—Istein (Kembs), wenigstens in ihrem ersten Anbau, durchgeführt und dadurch Basel an die Großschiffahrtstraße des Rheins angeschlossen sein wird.

M. Contag.

[1]) Am 24 März d. J. haben die Vertreter Deutschlands und der Schweiz den Vertrag über die Rheinregulierung abgeschlossen, wonach an den rd. 50 Mill. R.-M. betragenden Kosten Deutschland mit 40 %, die Schweiz mit 60 % beteiligt sein wird.

Vermischtes.

Die neuen Kühlanlagen des Hafens von Le Havre. Nach einem Bericht in Le Génie Civil 1928, Nr. 23, v. 9. Juni, sollen die Anlagen 156 000 t südamerikanisches Gefrierfleisch und 30 000 t brasilianisches Gefrierfleisch, Butter, Eier u. dergl. aufnehmen können. Die Anlagen sind

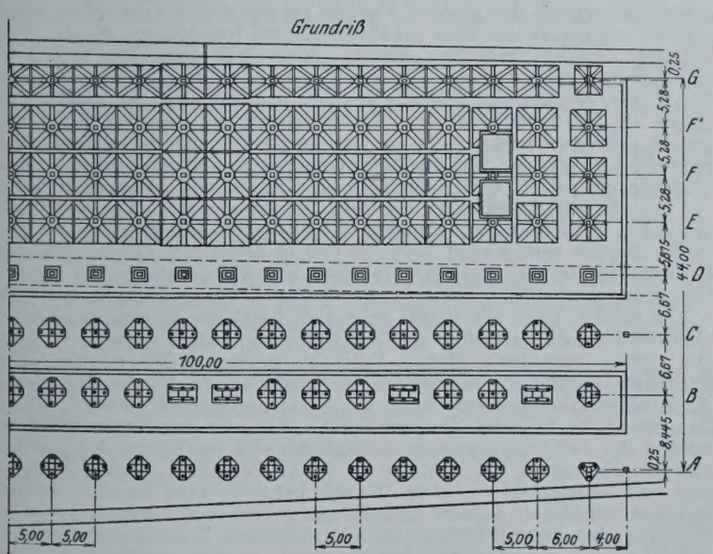


Abb. 1.

mit einem Aufwande von 6 Mill. Frk. auf dem Kai Joannes Couvert zwischen zwei Hafenbecken (Bellot u. Marée) errichtet worden. Auf dem Gelände befindet sich eine alte Mauer, die nur unter großen Kosten hätte beseitigt werden können. Im übrigen besteht der Boden aus Erddämmen, Lehmstellen und sandigem Schlamm. Die alte Mauer wurde als Fundament für eine Trägerreihe verwendet. Neben der Mauer, auf einer Seite wurden vier Reihen Fundamentplatten (E F F' G) von je 19 Stück vorgesehen (Abb. 1), deren Fläche zwischen 10 und 24,5 m² schwankt. Ihrer Berechnung wurde eine gleichmäßige Belastung von 0,8 kg/cm² zugrunde gelegt. Der gegenseitige Abstand der Reihen beträgt 5,28 m.

Auf der alten Mauer selbst sind ebenso 19 Fundamentplatten angeordnet. Auf der anderen Seite der Mauer sind drei Reihen Fundamentplatten (A, B, C) in Abständen von 6,67, 6,67 und 8,445 m angeordnet. Die Fundamentplatten der Reihen E F F' G ruhen unmittelbar auf dem alten Erdreich, die der Reihen A, B, C auf eingerammten Eisenbetonpfählen auf (Abb. 2).

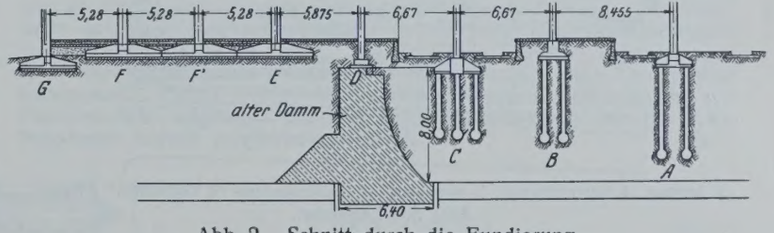


Abb. 2. Schnitt durch die Fundierung.

Jede Fundamentplattenreihe umfaßt 19 Stück. In der Reihe A sind 74 Pfähle, in der Reihe B 99 und in der Reihe C 93 Pfähle eingeschlagen. Davon sind in Reihe A 8, in Reihe B 13 und in Reihe C 6 komprimiert. In Reihe A sind für eine Fundamentplatte je vier Pfähle vorgesehen, nur die äußerste Gruppe besteht aus drei Pfählen. Reihe B hat Gruppen von je fünf und sechs Pfählen, Reihe C solche von fünf Pfählen. In beiden Reihen ruhen die äußeren Fundamentplatten auf je vier Pfählen auf. Die Rammtiefe schwankt zwischen 5,7 u. 9,5 m. Die Tragsäulen sind durch in der Längsrichtung des Gebäudes liegende Balken miteinander verbunden. Rechtwinklig dazu angeordnete Träger tragen die Decken. Rechts und links von den auf den Fundamentplatten des alten Dammes ruhenden Tragsäulen sind die Längsträger und die Deckenträger in die

Tragsäulen eingelassen, während sie bei den mit dem alten Damm aufruhenden Tragsäulen auf Konsolen aufliegen, die an den Tragsäulen angeordnet sind (Abb. 3).

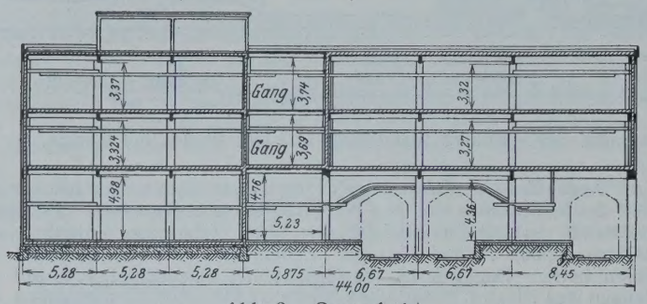


Abb. 3. Querschnitt.

Der Boden der Kühlräume des Erdgeschosses besteht aus einer 70 cm starken Schlackenschicht, auf der eine 10 cm starke Schlackenbetonschicht aufgebracht ist. Auf sie folgt eine 20 cm starke Korkschicht, auf der eine 10 cm starke Granitbetonschicht liegt. Die Außenwände des Erdgeschosses bestehen aus zwei Reihen Hohlziegeln von 16 cm Stärke und einer innenliegenden Reihe von Rippensteinen, die auf der Nordseite durch eine, mit der Süd- und Westseite durch zwei Korkschichten getrennt sind (Abb. 4).

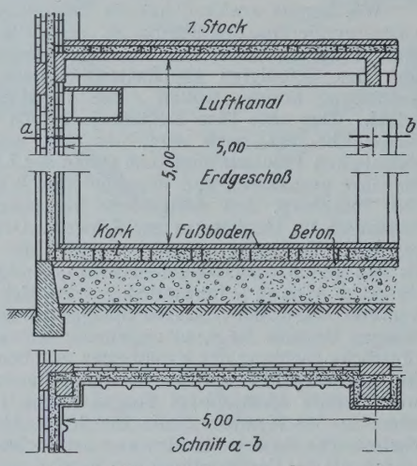
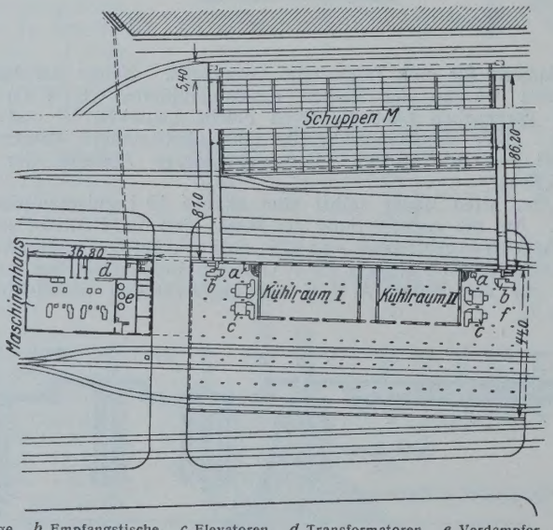


Abb. 4. Einzelheiten der Isolation.

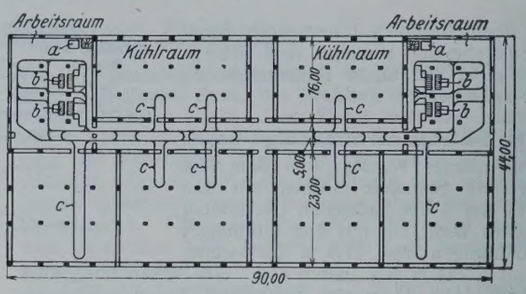
Die Decken bestehen aus einer 9 cm starken Betonschicht, auf der zwischen Erdgeschoß und erstem Stock eine Korkschicht von 12 cm auf der Nordseite und 18 cm auf der Südseite liegt, die einen 8 cm starken Betonfußboden trägt. Zwischen erstem und zweitem Stock ist die Korkschicht nur 12 cm stark, während die Decke des zweiten Stocks eine 24 cm starke Isolierschicht besitzt. Die Trennwände der einzelnen Kühlräume bestehen aus Hohlziegeln mit einer Korkschicht. Die Wände der Gänge sind mit Kork verkleidet, auf den eine Zementschicht aufgebracht



a Aufzüge. *b* Empfangstische. *c* Elevatoren. *d* Transformatoren. *e* Verdampfer. *f* Wage.

Abb. 5. Lageplan.

ist. Der Versandraum hat einen 8 cm starken Betonfußboden, und die Außenwände bestehen aus 16 cm starken Hohlsteinen. Die Außenwände der Stockwerke bestehen aus einer 6 cm starken Schicht von glatten Steinen, einer 16 bis 18 cm starken Korkschicht und einer 16 cm starken Hohlsteinschicht. Um zu verhüten, daß die Zwischenwände sich senken, sind im Abstande von etwa 1 m in die Korkschicht der Fußböden Betonwürfel eingelassen, auf denen die Wände aufruhen. Das ganze Gebäude hat eine Grundfläche von 92×44 m. Im Erdgeschoß sind lediglich zwei Kühlräume untergebracht, während der übrige Teil als Versandraum dient. In ihn münden die Aufzüge und Förderbänder und die drei Eisenbahngleise. Die Kühlräume des Erdgeschosses sind 29,65×15,50 m groß und durch eine Kühlkammer von 15,5×4,6 m getrennt, in der die in den Kühlräumen umgewälzte Luft gekühlt wird (Abb. 5).



a Aufzüge. *b* Elevatoren. *c* Transportbahnen.

Abb. 6. Schnitt durch ein Stockwerk.

Im ersten und zweiten Stock sind je sechs Kühlräume, davon liegen zwei über denen des Erdgeschosses und vier über den Gleisen. Die äußeren der vier Kühlräume sind 20,45×21 m, die mittleren 24,80×21 m, zwischen ihnen liegt in der Mitte eine Luftkühlkammer. In der Mitte läuft ein 5,6 m breiter Gang, der die an den Enden rechts und links liegenden Sortierplätze verbindet. Die Höhe der Obergeschosse schwankt zwischen 3,25 und 3,55 m je nach der Stärke der Isolierschicht (Abb. 6).

Die maschinelle Anlage weist gegenüber den üblichen Ammoniakkälteanlagen keine bemerkenswerten Einzelheiten auf. Schm.

Betriebserfahrungen vom Hudson-River-Automobiltunnel. Der Hollandtunnel zwischen New York und New Jersey hat in seinem ersten Betriebsjahre nach Eng. News-Rec. 1928, S. 942 u. f. einen Verkehr von $8^1/_2$ Mill. Fahrzeugen bewältigt, das ist nicht unerheblich mehr, als vorausgeschätzt war. 55 % dieses Verkehrs haben schon vor Ausführung des Tunnels bestanden und bis dahin die Fähren zur Überquerung des Hudson benutzt, die restlichen 45 % dagegen sind neuer Verkehr, der sich bereits im ersten Betriebsjahre des Tunnels infolge der durch diesen geschaffenen bequemeren Verbindung hat entwickeln können. Dabei wurden für die Benutzung des Tunnels ungefähr dieselben Abgabesätze erhoben wie auf den Fähren. Die Einnahmen des ersten Betriebsjahres betrugen 4,7 Mill. Dollar und nach Abzug der Betriebskosten 3,3 Mill. Dollar. Sie weisen eine stetige Zunahme auf, da der Verkehr im ganzen ständig wächst und da ferner der Anteil des Lastkraftwagenverkehrs, der verhältnismäßig höhere Verkehrsabgaben zu tragen hat, gegenüber dem Personenwagenverkehr in noch stärkerer Zunahme begriffen ist. Nach diesen günstigen wirtschaftlichen Erfahrungen des ersten Betriebsjahres ist zu erwarten, daß die Tilgung des Anlagekapitals von 48,4 Mill. Dollar sich viel schneller wird durchführen lassen, als bei der Finanzierung, der ein Tilgungszeitraum von 20 Jahren zugrunde gelegen hat, angenommen worden ist.

Die Einrichtungen des Tunnels, über die in der „Bautechnik" 1928, Heft 32, S. 464, berichtet worden ist, haben sich im Betriebe als zweckmäßig und ausreichend erwiesen. Der Verkehr des ersten Betriebsjahres, der etwa die Hälfte der für 1934 erwarteten größten Leistungsfähigkeit des Tunnels betragen hat, ist ohne ernstliche Verkehrsunfälle und Stockungen abgewickelt worden. Dieses günstige Betriebsergebnis bei einer besonders an Sonn- und Feiertagen zeitweise sehr dichten Fahrzeugfolge ist zum wesentlichen auf die sehr reichlichen Abmessungen der Zu- und Abfahrtplätze, die vollständige Trennung der Verkehrsrichtungen voneinander, die Zerlegung der Tunnelfahrbahn in zwei durch eine weiße Linie gegeneinander abgegrenzte Fahrbahnstreifen und vor allem auf eine außerordentlich strenge Verkehrsregelung mit zentraler, alle technischen und polizeilichen Organe jederzeit beherrschender Leitung zurückzuführen. In jeder Tunnelröhre versehen 8 stationäre Beamte und 2 weitere Beamte auf Motorrädern die Überwachung. Bei Pannen wird mit Hilfe eines gelben Lichtsignals der gesamte Verkehr auf die eine Fahrbahnseite übergeleitet und die andere Seite für Hilfsfahrzeuge freigegeben, die damit in kürzester Zeit zur Stelle sein können. Über 2000 Fahrzeuge mußten in dieser Weise abgeschleppt werden. Kleinere Fahrzeugbrände konnten immer mit Handlöschern gelöscht werden. In keinem Fall hat die Störung länger als 5 Minuten gedauert. Da im Dienst auf den Vorplätzen die gleiche Zahl von Beamten tätig war wie im Tunnel, konnte ein regelmäßig zweistündiger Wechsel zwischen ihnen vorgenommen werden. Irgendwelche Erkrankungen durch den Aufenthalt im Tunnel sind nicht eingetreten.

Die Entlüftungsanlagen, die von vornherein für den Vollbetrieb bemessen worden waren, konnten in Anbetracht des vorläufig nur die Hälfte hiervon betragenden Verkehrs und in Anbetracht dessen, daß der Lastkraftwagenanteil statt 80 % vorerst nur 22 % betrug, mit starker Drosselung betrieben werden. Der zulässige CO-Gehalt konnte trotzdem von 4 auf $2^1/_2$ Teile für 10 000 Teile Luft herabgesetzt werden. Dieser Grenzwert wurde nur selten und auf nicht länger als 5 Minuten erreicht. Die größte zugeführte Menge Frischluft betrug 80 000 m³/min. Die Betriebsbeobachtungen bestätigten die Annahmen, die für die Bemessung der Entlüftungsanlagen auf Grund von Versuchen gemacht worden waren. Der elektrische Energiebedarf hat 0,0211 Dollar für den Wagen erfordert. Infolge der Fahrzeugbewegung entwickelte sich im Innern des Tunnels eine Längsbewegung der Luft, die für 1000 Fahrzeuge/h in einer Richtung eine Geschwindigkeit von etwa 16 km/h bei einer etwa 3mal so großen Fahrgeschwindigkeit aufwies und zu einem von den Entwurfsannahmen abweichenden Frischluftbedarf für die einzelnen Tunnelstrecken führte. Bei Untersuchung der Abluftkanäle sind explosionsgefährliche Gasgemische nirgends festgestellt worden. Die Temperatur im Tunnel war ausgeglichener als die Außentemperaturen, wenn auch die äußersten Grenzwerte nicht viel voneinander abwichen. Dichter Außennebel übertrug sich auch auf das Tunnelinnere, wenn auch mit geringerer Dichte. Die Messungen in den Straßen der New Yorker City haben ergeben, daß der CO-Gehalt der Luft dort bis 1,7 Teile auf 10 000 beträgt, die atmosphärischen Bedingungen im Innern des Tunnels waren also nicht schlechter als in der Stadt.

Die Sorgfalt, mit der die Pflasterbahn und die Bekleidung der Tunnelwände ausgeführt waren, hat sich durch das Ausbleiben von Beschädigungen bezahlt gemacht. Infolge der Auskleidung mit ausgesuchten Kacheln konnte die wöchentliche Reinigung mit einer Spezialmaschine in kürzester Zeit geschehen. Die Beleuchtung des Tunnels mit 150 Wattlampen in 6 m Abstand in versenkten Nischen zeigte keine Blendung. An den Einfahrten mußte die Zahl der brennenden Lampen am Tage vermehrt, in der Nacht verringert werden, um einen allmählichen Übergang zur Außenlichtstärke herzustellen.

Der Tunnel hat sich im Sommer als vollständig wasserdicht erwiesen. Im Winter traten infolge der Kontraktion einige Undichtigkeiten unbedeutenden Umfangs auf. Die lotrechten Bewegungen der Tunnelröhre im Silt waren gering (bis 1 ") und hörten im zweiten Halbjahr ganz auf. Dagegen konnten seitliche Bewegungen bis zu 4 " beobachtet werden. Gr.

Umbau einer Zollbrücke unter Aufrechterhaltung des Verkehrs. Bei dem Umbau der Zollbrücke über den Susquehanna-Fluß, die im Zuge der über die Forster-Insel führenden Landstraße liegt, war nach einem Bericht in Eng. News-Rec. vom 26. Juni 1928 eine bemerkenswerte Bauausführung erforderlich. Die alte, auf Vollwandträgern ruhende Straßenbrücke überquerte die beiden Flußarme seitlich der Insel je mit 16 Öffnungen. Sie war im Jahre 1904 dem Verkehr übergeben worden und stand an der gleichen Stelle verschiedener vorangegangener Brückenkonstruktionen, von denen die älteste aus dem Jahre 1816 herrührte.

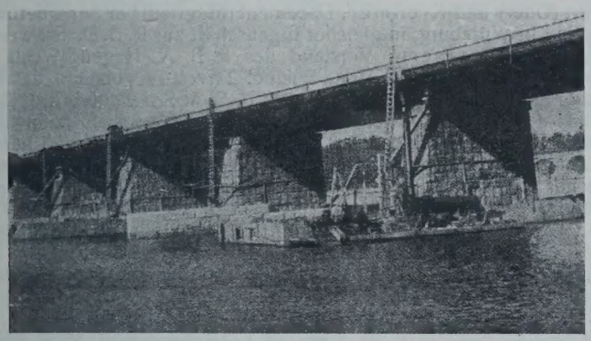


Abb. 1.

Die alte Vollwandträgerbrücke (Abb. 1) hatte eine Breite von 6,2 m zwischen den Trägerachsen und stromaufwärts einen ausladenden Fußweg von etwa 2,4 m. Der Abstand zwischen den Achsen der Sandsteinpfeiler betrug in dem östlichen Flußarm etwa 24,8 m und in dem westlichen 27 m. Im Jahre 1905 wurde diese Brücke von 246400 Fahrzeugen benutzt; im Jahre 1920 war die Verkehrsziffer bereits auf 1 000 000 Fahrzeuge gestiegen. Demzufolge ergab sich die Notwendigkeit der Verbreiterung der Brücke, die unter Verwertung der alten Konstruktion ausgeführt wurde. Es wurden die über den östlichen Flußarm führenden Brückenteile für die Verbreiterung der westlichen Seite benutzt, während die östliche Hälfte durch neue, entsprechend breite Betonbogen ersetzt wurde.

Die alten Pfeiler mußten zur Aufnahme einer Brücke von doppelter Breite erweitert bezw. von den neuen Brückenpfeilern von einer erweiterten Sohle umschlossen werden. Da der Verkehr während der ganzen Bauausführung unbehindert aufrechterhalten werden sollte, so mußte auf der Ostseite zunächst eine Längshälfte der neuen Betonbogen betriebsfertig ausgeführt werden, bevor die eisernen alten Brückenteile nach der Westseite übergeführt werden konnten. Hierzu war zunächst auch eine Seitenverschiebung der alten Brücke auf der Ostseite erforderlich, die auf den verbreiterten Strompfeilern unter Aufrechterhaltung des Verkehrs vorgenommen werden mußte.

Die neue Brücke sollte einen Fahrweg von etwa 12,5 m Breite über den östlichen Flußarm und über die Insel ergeben, während die Anfügung auf der Westseite zwei Fahrwege von je 5,5 m für jede Verkehrsrichtung bieten sollte. Die Anfügung der alten Stahlbrückenträger geschah so, daß die vorhandenen Fußstege nach außen, also zu beiden Seiten des neuen Bauwerks fielen.

Im westlichen Strombett konnten die vorhandenen Pfeiler auf einfache Weise stromabwärts in Beton verbreitert und zur Aufnahme der zu überführenden alten Brückenkonstruktion von der Ostseite fertig hergerichtet werden. An der östlichen Seite mußte die Mittelachse jedoch um etwa 1,67 m stromaufwärts verlegt werden (Abb. 2). Die alten Pfeiler wurden daher von der neuen Konstruktion vollständig umschlossen, die jedoch wegen der vorläufigen Verschiebung der alten Stahlbrücke nur abschnittweise für die Aufnahme der Betonbogen hergestellt werden konnten.

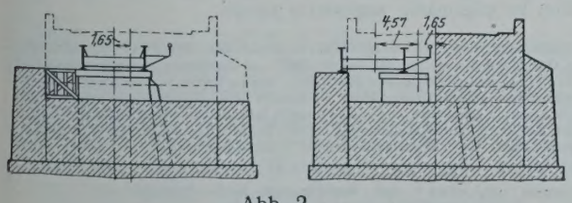


Abb. 2.

Auf der östlichen Seite wurden nach der Verschiebung der alten Stahlbrücke die stromaufwärts gerichteten Teile der Pfeiler hochgeführt. Durch diese Verschiebung rückte der seitliche Fußweg in die Mitte der neuen Pfeiler. Um die Dehnungsfugen zwischen den aufeinanderfolgenden 16 Brückenöffnungen zwecks Aufrechterhaltung des Verkehrs bei der Verschiebung nicht zu beschädigen, mußte die ganze Länge der alten östlichen Brücke zugleich schrittweise verschoben werden. Zu diesem Zwecke wurde die Brücke zunächst gehoben und auf lange Gleitplatten aufgesetzt. Dann wurden nach Abb. 3 an den Auflagern Winden angesetzt, die von dem Fußsteg aus zugänglich waren. Auf ein gegebenes Zeichen wurden alle Winden zu gleicher Zeit und mit gleichmäßigem Vorschub in Tätigkeit gesetzt. Auf diese Weise konnte die Verschiebung in fünf Tagen bei unbehindertem Verkehr beendigt werden.

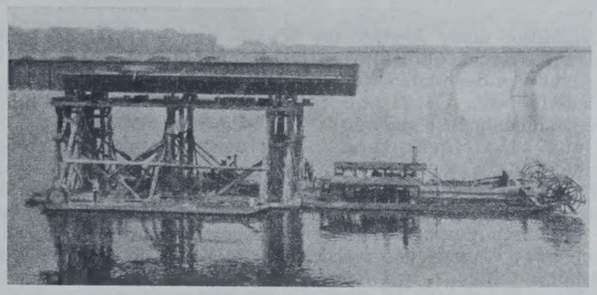


Abb. 4.

Die stromaufwärts gelegene Hälfte der neuen Betonbogenbrücke konnte nun in Angriff genommen werden. Für die Förderung des Betons wurde auf dem Seitenweg ein Transportgleis verlegt, mit dem der Beton von dem auf der Insel aufgestellten Mischer nach den einzelnen Bogen geschafft wurde. Von den Loren mußte das Gut dann mittels eines verschiebbaren Schwenkkranes zur Verwendungsstelle gefördert werden.

Nach Vollendung der stromaufwärts gelegenen Brückenhälfte für die Übernahme des Verkehrs wurden die alten Brückenteile nach dem westlichen Flußarm auf besonderen Gerüsten geflößt (Abb. 4) und mit dem Seitenweg nach der Stromseite hin auf die verbreiterten Pfeiler verlegt. Auf diesem Teile der Brücke mußte der Beton über den im Betrieb befindlichen Fahrweg mittels des verschiebbaren Kranes gehoben werden. Zur Sicherung des Verkehrs wurde hier ein fahrbares Schutzgerüst angewendet, dessen Bohlenabdeckung als Schutzdach über die von dem Kran gefährdeten Stellen des Fahrweges diente.

Abb. 5.

Die Lehrbogen für die Betonbogen bestanden aus sichelförmigen stählernen Fachwerkträgern mit oberer Verschalung. Sie wurden ebenfalls auf Schwimmgerüsten in die zu betonierenden Öffnungen eingefahren und an den Pfeilern befestigt, wie aus Abb. 5 ersichtlich ist. Der Beton hatte bei dem Mischungsverhältnis 1:2:4 eine Mindestdruckfestigkeit von 140 kg/cm² nach 28 Tagen. Die einzelnen Teile der Bogen wurden in mehreren Abschnitten betoniert und von jedem besondere Betonproben entnommen. Ferner wurden in den Beton Rohre zur Einbringung von Thermometern eingelegt, um die Abbindetemperaturen mit der Lufttemperatur laufend vergleichen zu können. Zs.

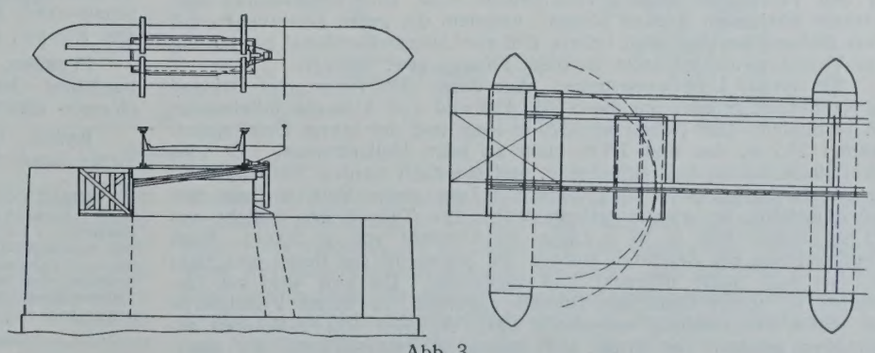


Abb. 3.

Technische Hochschule Karlsruhe. Der ordentl. Professor der Ingenieurwissenschaft, Dr.-Ing. Emil Probst, Karlsruhe, ist von der American Academy of Science and Arts in Boston zum auswärtigen Ehrenmitgliede ernannt worden.

Ludwig Prandtl Inhaber der Grashof-Denkmünze. Auf der 68. Hauptversammlung des Vereins deutscher Ingenieure in Königsberg (Pr.) (21. bis 24. Juni) ist dem bekannten Forscher und Hochschullehrer Dr. phil. Dr.-Ing. ehr. Ludwig Prandtl, ordentl. Professor an der Universität Göttingen, die goldene Grashof-Denkmünze verliehen worden. Der Verein deutscher Ingenieure ehrt mit dieser Auszeichnung die bleibenden Verdienste Prandtls um die Entwicklung der Strömungslehre und um die Lehre von Elastizität und Festigkeit, die er durch seine tiefschürfenden wissenschaftlichen Arbeiten richtunggebend beeinflußt hat. Die Luftfahrtwissenschaft dankt ihm ihre bedeutendsten Erkenntnisse.

Errichtung einer Anstalt für Schall- und Wärmetechnik an der Technischen Hochschule Stuttgart. Am 1. Juni d. J. hat die als selbsttätige Abteilung der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule angegliederte neue Anstalt ihre Tätigkeit aufgenommen. Zu ihren derzeitigen Hauptaufgaben gehören:

a) auf schalltechnischem Gebiete: Untersuchung über die Ausbreitung und Wirkung der von Fahrzeugen hervorgerufenen Erschütterungen auf Straßen, Maschinen und Gebäuden; schwingungstechnische Untersuchungen des Baugrundes, Einfluß der Fundierung von Gebäuden; Schall- und Erschütterungsschutz von Baukonstruktionsteilen; Schallsicherheit von Gas-, Wasser- und Heizleitungen, Heiz- und Lüftungskanälen; Geräusche von Arbeits- und Kraftmaschinen jeder Art, Raumakustik.

b) Wärmetechnik: Feststellung der Wärmeschutzeigenschaften der verschiedenen Bau- und Isolierstoffe und der aus ihnen hergestellten Baukonstruktionsteile im Laboratorium und an fertigen Gebäuden; Wärmeaustauschvorgänge an technischen Wärmeaustauschapparaten, Wirkungsweise und Wirkungsgrade.

c) sonstige Aufgaben: Gegenüberstellung und Wertung der verschiedenen Heizanlagen: Wirkungsgrade, Strahlung der Heizanlagen; Wasserdurchlässigkeit der Baustoffe; Atmung der Wände, Fragen der Beleuchtung im Hausbau, Einfluß der Witterung (Frost, Nässe usw.) auf die Lebensdauer der Baustoffe.

Die Tätigkeit der Anstalt wird sich erstrecken auf gutachtliche Untersuchungen und Berichte; beratende Tätigkeit und Aufklärungstätigkeit durch Veröffentlichungen, Vorträge und Lehrkurse. — Die Schaffung dieser Schall- und wärmetechnischen Zentralstelle läßt es wünschenswert erscheinen, daß alle in Frage kommenden Beobachtungen, Anregungen, Erfahrungen und Anstände der Praxis der neuen Anstalt zugeleitet werden.

Verkehrstagung Danzig 1929. Der Verein deutscher Ingenieure hat im Rahmen seiner diesjährigen (68.) Hauptversammlung den Fragen des Verkehrswesens einen breiteren Raum gegeben, indem er die Fachleute dieses Gebietes zu einer in Verbindung mit der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen einberufenen Verkehrstagung nach Danzig einlud.

In der Sitzung am 21. Juni unter dem Vorsitz von Geh. Baurat Prof. Dr.-Ing. de Thierry und Oberingenieur, Dipl.-Ing. Wolff, Hamburg, hielt zunächst Prof. Dr.-Ing. Pirath, Stuttgart, einen Vortrag über die „Verkehrsprobleme der Gegenwart". Er verwies auf die drei Neuerscheinungen, die eine starke Dynamik im Verkehrswesen der Gegenwart erzeugt haben: den Kraftwagen, den Energietransport in Leitungen und den Luftverkehr. Eine Planwirtschaft im Sinn einer Zuweisung des Verkehrs an das geeignetste Verkehrsmittel kann dabei nicht in Frage kommen, da es eine ungesunde Zwangsbewirtschaftung von Energien bedeuten würde, wohl aber sei die Schaffung gesunder Wettbewerbsgrundlagen notwendig. Je ausschlaggebender dieser Wettbewerb die Verkehrswirtschaft beeinflußt, um so wichtiger sei es, daß Verkehrswissenschaftler und Ingenieure der Eigenart der neuen sowie den Entwicklungsmöglichkeiten der alten Verkehrsmittel derart Rechnung tragen, daß sie vorausschauend die Gesamtentwicklung im Verkehrswesen fördern. Im gleichen Maße, in dem der Anteil der Verkehrsmittel an den Beziehungen im Weltverkehr steigt, wird die Behandlung von Verkehrsfragen eine Angelegenheit internationaler Zusammenarbeit zwischen Ländern und Erdteilen.

Alsdann wandte sich Prof. Dr.-Ing. Faßbender, Berlin, den Aufgaben der Hochfrequenztechnik im Dienste der Verkehrssicherung zu.

Nordamerikanische Unterwassertunnel. In den nächsten 2 bis 5 Jahren werden nach der „The New York Times" vom 25. 3. und 2. 12. 28 in den Vereinigten Staaten verschiedene neue Unterwassertunnel dem Verkehr übergeben werden können, nachdem die guten Erfahrungen mit dem Hollandtunnel gezeigt haben, daß ein Unterwassertunnel zur Lösung des Verkehrsproblems unter Buchten, Flüssen usw. beiträgt.

Ein großer Unterwassertunnel wird unter dem Hafen von Oakland in Kalifornien gebaut, um die Städte Oakland und Alameda miteinander zu verbinden. Der Tunnel ist 1320 m lang, und der innere Durchmesser beträgt 11,2 m, das sind 2,8 m mehr als beim Hollandtunnel. Er wird zwei Straßenbahnspuren aufnehmen, und stündlich werden 2000 Kraftfahrzeuge durchgelassen werden können. Zum ersten Male hat man hier die Einzelteile im voraus fertiggestellt. Die Tunnelröhre besteht aus 12 Segmenten von je 61 m Länge im Gewicht von je 5000 t. Nach Fertigstellung der Zufahrten wurden die Segmente aus Beton und Stahl an Ort und Stelle gebracht und abgesenkt. Die Luft wird von Gebäuden an jedem Ende des Tunnels zugeführt, in denen Ventilatoren mit 4,8 m^3/sek Leistung aufgestellt sind, die von 100-PS-Motoren angetrieben werden. Die frische Luft gelangt in Rohrleitungen, die unterhalb der 0,9 m breiten Bürgersteige an beiden Seiten des Tunnels angeordnet sind. Die verbrauchte Luft entweicht durch besonders angeordnete Spalten, deren Öffnung geregelt werden kann.

Die Stadt Detroit begann mit dem Bau eines langen Fahrzeugtunnels unter dem Detroitfluß vom Geschäftsviertel dieser Stadt nach Windsor in Ontario. Die Kosten wurden auf 15 Mill. $ veranschlagt, und die Fertigstellung wird für 1930 erwartet. Der Tunnel ist 1600 m lang, davon werden 900 m unterhalb des Wassers geführt. Die Fahrbahn wird 14,4 m breit und kann drei Verkehrsreihen aufnehmen. Der Durchmesser beträgt im Mittel 11,8 m. Stündlich werden 1500 Kraftfahrzeuge aufgenommen werden. Die Belüftung wird nach den beim Hollandtunnel gewonnenen Erfahrungen durchgeführt und die Luft alle 1,5 Minuten erneuert werden.

Die Stadt Albany plant einen Tunnel unter dem Hudsonfluß zur Verbindung mit Rensselaer. Dieser Tunnel von 261 m Länge wird 5 Mill. $ erfordern. Die Zufahrtstraßen werden aus spiralförmig ausgebildeten Rampen bestehen. Wu.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: Direktor bei der Reichsbahn Professor Lohmann, Dezernent (Mitglied) der R. B. D. Osten in Frankfurt (Oder), in gleicher Eigenschaft zur R. B. D. Berlin, die Reichsbahnoberräte Scheunemann, Dezernent (Mitglied) der R. B. D. Oppeln, in gleicher Eigenschaft zur R. B. D. Elberfeld, Rosien, Vorstand des R. B. A. Gleiwitz, als Dezernent (Mitglied) zur R. B. D. Oppeln, Kleist, Vorstand des R. B. A. Küstrin, als Dezernent (Mitglied) zur R. B. D. Osten in Frankfurt (Oder) und Krehmer, Dezernent (Mitglied) bei der Oberbetriebsleitung Süd in Würzburg, in gleicher Eigenschaft zur R. B. D. Schwerin, die Reichsbahnräte Rettberg, Vorstand des R. B. A. Hagen (Westf.) 2, in gleicher Eigenschaft zum R. B. A. Rheine, Türcke, Vorstand des R. B. A. Marienburg, in gleicher Eigenschaft zum R. B. A. Schwiebus, Matthaeas, Vorstand des R. B. A. Rheine, in gleicher Eigenschaft zum R. B. A. Gleiwitz, Koester, Vorstand des R. B. A. Stolp (Pom.), in gleicher Eigenschaft zum R. B. A. Küstrin, Schindler, Vorstand des R. B. A. Schwiebus, in gleicher Eigenschaft zum R. B. A. Marienburg, Fricke, Vorstand des Reichsbahn-Neubauamts Rheine, in gleicher Eigenschaft zum R. B. A. Hagen (Westf.) 2, Arthur Müller, Vorstand des Reichsbahn-Neubauamts Münster (Westf.), in gleicher Eigenschaft zum R. B. A. Stolp (Pom.), Stärk, bisher beim R. B. A. Bremen 2, als Vorstand zum Reichsbahn-Neubauamt Rheine, Krall, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Darmstadt Lokomotivwerk, als Vorstand zum R. M. A. Offenburg, Hirn, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Trier, als Vorstand zum R. M. A. Konstanz, Hermann Kempf, bisher beim R. Z. A. in Berlin, als Abnahmebeamter nach Hannover, Rudolf Lange, bisher bei der R. B. D. Erfurt, als Leiter einer Abteilung zum R. A. W. Darmstadt Lokomotivwerk, Otto Günther, bisher beim R. Z. A. in Berlin, zur R. B. D. Erfurt, Nuß, Vorstand des R. M. A. Konstanz, als Vorstand zum maschinentechnischen Bureau der R. B. D. Karlsruhe, Nagel, Vorstand des maschinentechnischen Bureaus der R. B. D. Karlsruhe, als Vorstand zum R. M. A. Freiburg (Breisgau), Dr. jur. Trierenberg, Dezernent (Mitglied) der R. B. D. Osten in Frankfurt (Oder), in gleicher Eigenschaft zur R. B. D. Elberfeld, Jochmann, Vorstand des R. V. A. Erfurt, in gleicher Eigenschaft zum R. V. A. Düsseldorf, Mantey, Vorstand des R. V. A. Allenstein, zur Hauptverwaltung in Berlin, Fritz Kempf, bisher bei der R. B. D. Königsberg (Pr.), als Vorstand zum R. V. A. Dessau, Dr. jur. Karl Koch, Vorstand des R. V. A. Insterburg, in gleicher Eigenschaft zum R. V. A. Aschersleben, Dr. jur. Ebisch, bisher bei der R. B. D. Oppeln, als Vorstand zum R. V. A. Allenstein und Hildebrand, Vorstand des R. V. A. Ülzen, in gleicher Eigenschaft zum R. V. A. Erfurt, der Reichsbahnassessor Dr. jur. Wersche, bisher bei der R. B. D. Osten in Frankfurt (Oder), zur R. B. D. Frankfurt (Main), sowie die Reichsbahnbaumeister Wenk, bisher bei der R. B. D. Magdeburg, zur R. B. D. Osten in Frankfurt (Oder), v. Sturmfeder, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Paderborn Hauptbahnhof, in gleicher Eigenschaft zum R. A. W. Berlin-Grunewald, Ludwig, bisher beim R. M. A. Köln, als Leiter einer Abteilung zum R. A. W. Trier und Walter Koch, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Berlin-Grunewald, zum R. Z. A. in Berlin.

Bestellt: Reichsbahnrat Zinser in Münster (Westf.) zum Vorstand des dortigen Reichsbahn-Neubauamts.

In den Ruhestand getreten: Reichsbahnoberrat Gotter, Dezernent (Mitglied) der R. B. D. Berlin, Reichsbahnrat Vorhölzer, Vorstand des Reichsbahn-Bauamts Rosenheim, und die Reichsbahnamtmänner Nülse, Vorstand des maschinentechnischen Bureaus des R. Z. A. in Berlin, Schade, Vorstand der Bahnmeisterei Gera 1, Maiwald, technischer Betriebskontrolleur bei der R. B. D. Mainz, Wagener, Vorstand des Personalbureaus der R. B. D. Trier, Rubenbauer bei der R. B. D. München und Raupp, Leiter der Güterabfertigung Mannheim.

Preußen. Die Staatsprüfung haben bestanden: die Regierungsbauführer Gerhard Förster, Paul Kröger, Horst-Heinrich Sommer (Wasser- und Straßenbaufach).

Baden. Der Regierungsbaurat Robert Pfisterer bei der Wasser- und Straßenbaudirektion ist planmäßig angestellt worden.

INHALT: Die Umgehungsstraße bei Penig i. Sa. — Bruch des Untertores der südlichen Schleuse Kersdorf des Oder-Spree-Kanals am 10. August 1928. — Der Rhein zwischen Basel und Mannheim. — Vermischtes: Neue Kühlanlagen des Hafens von Le Havre. — Betriebserfahrungen vom Hudson-River-Automobiltunnel. — Umbau einer Zollbrücke unter Aufrechterhaltung des Verkehrs. — Technische Hochschule Karlsruhe. — Ludwig Prandtl Inhaber der Grashof-Denkmünze. — Errichtung einer Anstalt für Schall- und Wärmetechnik an der Technischen Hochschule Stuttgart. — Verkehrstagung Danzig 1929. — Nordamerikanische Unterwassertunnel. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

7. Jahrgang | BERLIN, 19. Juli 1929 | Heft 31

Zur Feier des fünfundzwanzigjährigen Bestehens der Technischen Hochschule Danzig.

An dem wissenschaftlich und für die deutsche Kultur gleich bedeutsamen Feste, das die Technische Hochschule Danzig in den Tagen vom 18. bis 20. Juli zu begehen gedenkt, werden alle gebildeten Deutschen, soweit sie überhaupt Interesse für die Ziele und die Entwicklung der deutschen Technik haben, gern und aufrichtig Anteil nehmen.

Die Hochschule der alten Hansestadt, nicht nur eine wissenschaftliche Erziehungs- und Forschungsstätte, sondern zugleich ein Bollwerk des deutschen Geistes, ein Vorposten deutscher Kultur, erwartet zu dieser Feier ihre zahlreichen Angehörigen, ihre Freunde, ihre früheren Lehrer und Schüler aus aller Welt. Die Erinnerung an Danzig und die dort verlebte schöne Zeit hat sicherlich in vielen, die Verständnis haben für die hohen Aufgaben und die Schwierigkeiten des durch fremdes Machtwort vom Körper des Deutschen Reiches getrennten jungen Staates, den Wunsch lebendig werden lassen, der Jubilarin ihre Glückwünsche persönlich darzubringen und das Fest mitzufeiern.

Auch „Die Bautechnik", die von Beginn ihres Bestehens an mit der Hochschule Danzig in regen geistigen Beziehungen gestanden hat und noch heute steht, will nicht fehlen in den Reihen der vielen Glückwünschenden. Schriftleitung und Verlag der Fachschrift haben geglaubt, ihren herzlichen Wünschen keinen besseren sichtbaren Ausdruck geben zu können als durch eine Festgabe in der Form dieses der Hochschule Danzig gewidmeten Heftes, dessen Beiträge im wesentlichen von Professoren der Hochschule stammen und das somit in gewissem Sinne einen Niederschlag fachwissenschaftlicher Arbeit der Hochschule darstellt und das besondere Interesse unserer Leser wohl in Anspruch nehmen darf.

Möge die Technische Hochschule Danzig, allen äußeren Schwierigkeiten trotzend, auf ihrer stolzen wissenschaftlichen Höhe verharren, sich ungestört weiter entwickeln und ihrer hohen Kulturaufgabe auch in Zukunft gerecht bleiben — das ist unser aufrichtiger Wunsch zu diesen festlichen Tagen.

Schriftleitung und Verlag der „Bautechnik".

Alle Rechte vorbehalten.

Der Danziger Hafen.

Von **R. Bruns**, Technischer Direktor des Hafenausschusses, Danzig.

Die ältesten Hafenpläne Danzigs stammen aus den Jahren 1594/95. Sie zeigen bereits eine beiderseits durch Molen aus Steinkisten eingefaßte Weichselmündung, die damals noch dicht unterhalb der Festung Weichselmünde lag. Bei der starken Sandführung der Stromweichsel litt die Mündung dauernd unter Versandung. Bereits im Jahre 1666 zeigten sich die ersten, von Jahr zu Jahr zunehmenden Ablagerungen an der Stelle der jetzigen Westerplatte. Die alte Weichselmündung versandete mehr und mehr und mußte aufgegeben werden. An ihrer Stelle wurde nach mannigfachen tastenden Versuchen eine weiter westwärts gelegene Fahrrinne, das sogenannte „Westertief" oder die „Westerfahrt" — etwa im Zuge des heutigen Hafenkanals —, im Laufe der Jahre zur Haupteinfahrt in die Weichsel ausgebildet. Ihre Einfahrt von See wurde durch Molen gesichert; die Ufer der Rinne selbst wurden durch Bollwerke eingefaßt. So entstand um das Jahr 1724 unter der Bezeichnung „Hafen zu Neufahrwasser" der eigentliche Seehafen Danzigs. Aber immer noch behinderten die umfangreichen Sandablagerungen einen ordnungsmäßigen Ausbau des

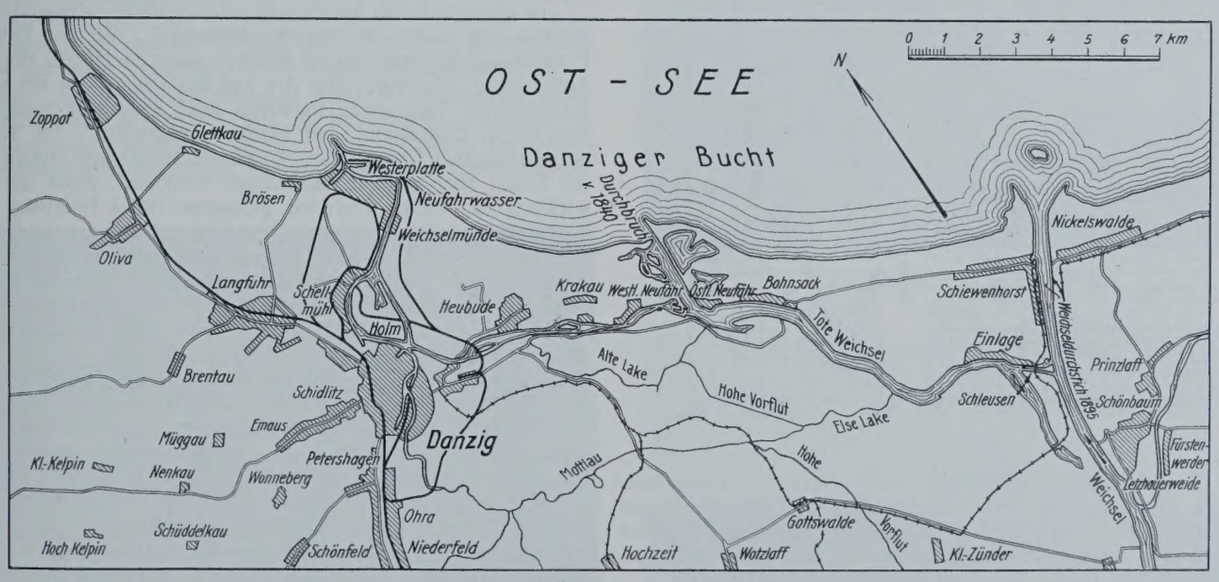


Abb. 1.

Hafens. Man erwog bereits die Möglichkeit, die Mündung der Stromweichsel weiter ostwärts — etwa in die Nähe des heutigen Dorfes Bohnsack — zu verlegen, als im Jahre 1840 die Natur selbst dem geplanten Werk aus Menschenhand dadurch zuvorkam, daß die Weichsel infolge einer Eisversetzung die schmale Dünenkette bei Neufähr durchbrach und so eine neue Weichselmündung schuf (Abb. 1). Das Hafengebiet reichte jetzt von Neufahrwasser bis Plehnendorf. An der neuen Mündung bei Neufähr wiederholte sich nun dasselbe Spiel der nachteiligen Sandablagerungen,

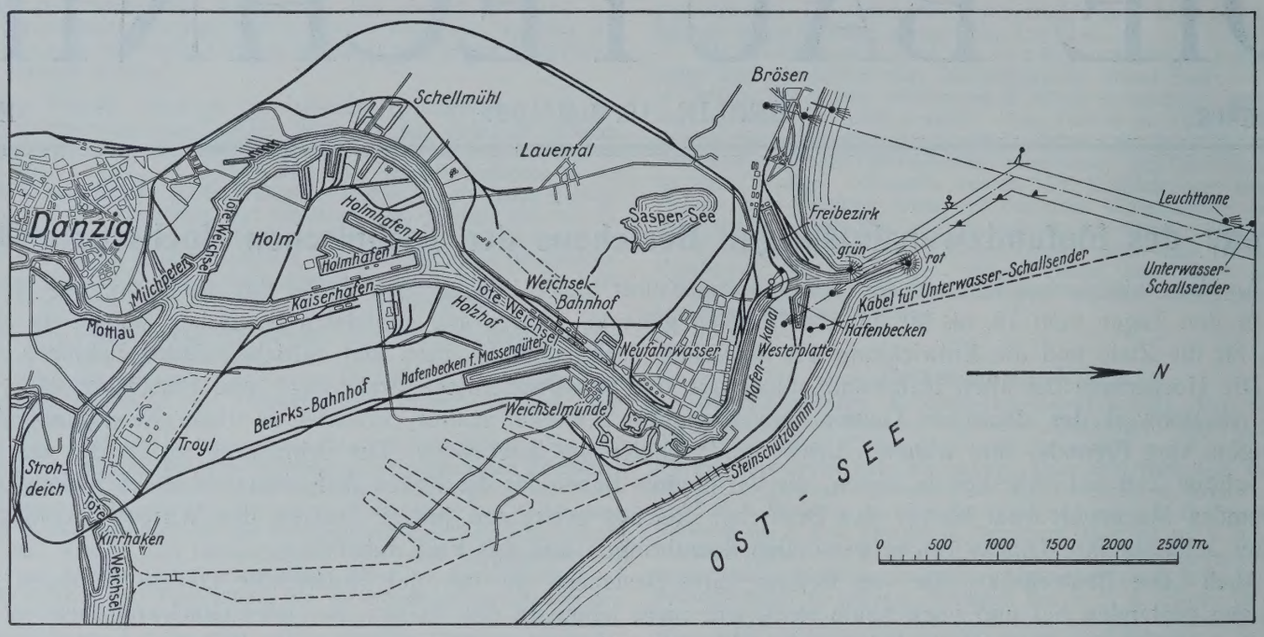


Abb. 2.

wie ehedem an der Mündung bei Neufahrwasser. Aus diesem Grunde und namentlich zur Verhütung von Eisversetzungen und zum Schutze der Niederungen gegen Deichbrüche wurde erneut der Plan erwogen, die Weichselmündung weiter ostwärts zu verlegen und bei Schiewenhorst eine neue Weichselmündung zu schaffen.

Der verhängnisvolle Deichbruch der Nogat bei Jonasdorf am 15. März 1888 brachte diesen Plan beschleunigt zur Ausführung. Bereits in den Jahren 1890/95 wurde der Weichseldurchstich bei Schiewenhorst

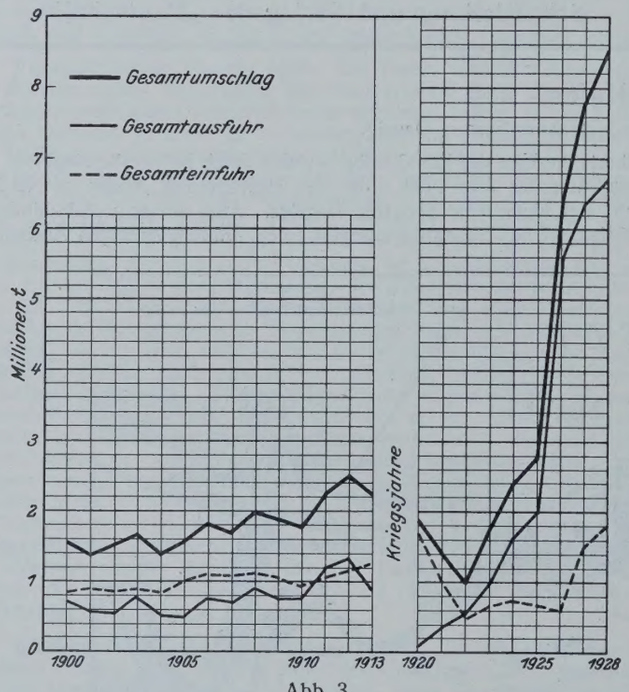


Abb. 3.

hergestellt. Dadurch erfuhr der Danziger Hafen erneut eine wesentliche Vergrößerung. Er reichte jetzt von Neufahrwasser bis Einlage und umfaßte eine Wasserfläche von rd. 700 ha. Den Übergang der Toten Weichsel zur Stromweichsel vermitteln seit dieser Zeit die Einlager-Schleusen, eine Schiffschleuse und eine Floßschleuse mit besonderem Flößereikanal.

Um 1600 bestand der Danziger Hafen aus der Danziger Bucht als Reede, der Weichselmündung als Vorhafen und den beiden Mottlauarmen mit den eigentlichen Schiffsliegeplätzen. Die beiden die heutige Speicherinsel umschließenden Mottlauarme bilden somit den ältesten Teil des Danziger Hafens. Hier lag damals der Mittelpunkt des Schiffsverkehrs, und noch manches alte Bauwerk, insbesondere das im Jahre 1411 erbaute Krantor, ist Zeuge jener stolzen Tage der Hansezeit.

Zur Verbesserung des Verkehrs wurde im Jahre 1692 die „Schuitenlake“ ausgehoben, die 1901/03 zum „Kaiserhafen“ ausgebaut wurde. Aber schon vorher hatte der Aufschwung des Schiffsverkehrs in den 60er Jahren des 19. Jahrhunderts zum Bau des „Hafenbassins“ — des jetzigen Freibezirks — geführt. Dieses Becken wurde 1879 fertiggestellt und auf Wunsch und Antrag der Kaufmannschaft im Jahre 1899 in einen Freibezirk (Zollausland) umgewandelt.

Der Bau der beiden zunächst für Militärzwecke bestimmten Holmbecken wurde erst während der letzten Jahre des Weltkrieges in Angriff genommen. Nach Wiederaufnahme der 1918 unterbrochenen Bauarbeiten sind die Becken später ebenfalls für den Umschlag von Handelsgütern hergerichtet worden.

Ende 1927 wurde schließlich unmittelbar südlich des Dorfes Weichselmünde von der Toten Weichsel abzweigend der Bau eines 800 m langen Massengutbeckens in Angriff genommen (Abb. 2). Die Arbeiten sind noch nicht abgeschlossen.

Der rege Umschlagverkehr im Hafen führte bereits im Jahre 1866 zum Bau der Eisenbahn nach Neufahrwasser. Diesem folgte im Jahre 1889 der Ausbau der „Weichseluferbahn“ und im Jahre 1905 die Übergabe der „Holmbahn“, die den Anschluß des Kaiserhafens und des Holmes an das Bahnnetz vermittelt.

In ältesten Zeiten bildeten Bernstein und die Erträgnisse der Fischerei (Hering und Lachs) die Haupthandelsartikel. Mit der Entwicklung von Flößerei und Schiffahrt auf der Weichsel nahm der Handel einen erfreulichen Aufschwung. Getreide aller Art und besonders Holz mit seinen Nebenerzeugnissen, Teer, Pech, Pottasche usw., wurden in größerem Umfange aus Polen, Südrußland und Galizien ausgeführt. Im 16. Jahrhundert entwickelte sich Danzig zum Haupthandelsplatz der Ostsee. Im Wandel der Zeiten aber blieben Rückschläge nicht aus. Auch die günstige Entwicklung der weiter westwärts gelegenen Häfen Hamburg, Bremen und Stettin, die infolge günstigerer Eisenbahnverbindungen und der im Westen sich entwickelnden Industrie Danzig überflügelten, taten seinem Handel Abbruch. Nur langsam konnte Danzig seinen Verkehr wieder steigern. Abb. 3 u. 4 geben einen Überblick über den Gesamtumschlagverkehr in den Jahren 1900 bis 1928 und den Anteil, den Kohle und Holz an der Gesamtausfuhr hatten.

Während im Jahre 1913 die Einfuhr mit rd. 1 234 000 t die Ausfuhr von 848 000 t noch um rd. 50 % übertraf, übersteigt im Jahre 1928 die Ausfuhr (6 783 000 t) die Einfuhr (1 832 000 t) ganz erheblich. Diese grundlegende Verschiebung der Ein- und Ausfuhrzahlen ist zurückzuführen auf die Änderung der politischen Verhältnisse nach dem Kriege. An der Ausfuhr waren im Jahre 1928 Kohle allein mit rd. 80 % und Holz mit rd. 13,5 % der Gesamtausfuhr beteiligt (s. Abb. 5). Der Stückgutverkehr tritt demnach hinter den Massengutverkehr stark zurück, doch läßt sich anderseits in jüngster Zeit auch beim Stückgutumschlag bereits eine erfreuliche Zunahme feststellen.

Die Verwaltung und Ausnutzung des Danziger Hafens liegt nach der Abtrennung Danzigs vom Deutschen Reich in den Händen des „Ausschusses für den Hafen und die Wasserwege von Danzig“, der aus einer Danziger und einer polnischen Delegation zu je fünf Mitgliedern besteht. An der Spitze des Hafenausschusses steht ein Präsident, der auch bei Meinungsverschiedenheiten zwischen den beiden Delegationen zu entscheiden hat.

Die Hauptumschlagstelle des Danziger Hafens für Stückgüter ist der obengenannte Freibezirk, der in den letzten Jahren eine durchgreifende

Neuordnung erfahren hat. Alte Schuppen sind gefallen. Auf der Südseite ist ein neuer Umschlagschuppen von mehr als 10 000 m² Grundfläche errichtet worden, die Kaigleise wurden hier vermehrt und ferner auf beiden Kaiseiten eine Reihe neuer Krane — größtenteils als Wippkrane ausgebildet — aufgestellt. Bei dem umfangreichen Massengutumschlag im Danziger Hafen hat es sich nicht vermeiden lassen, den Freibezirk in den

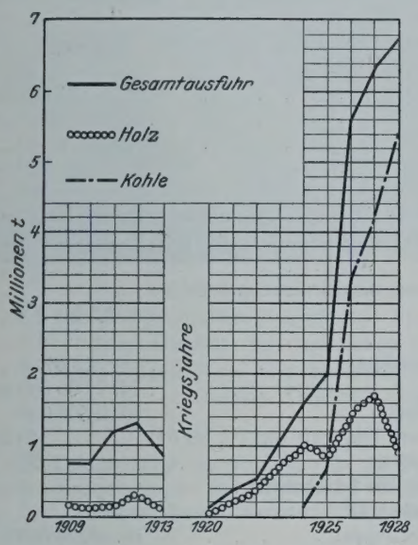
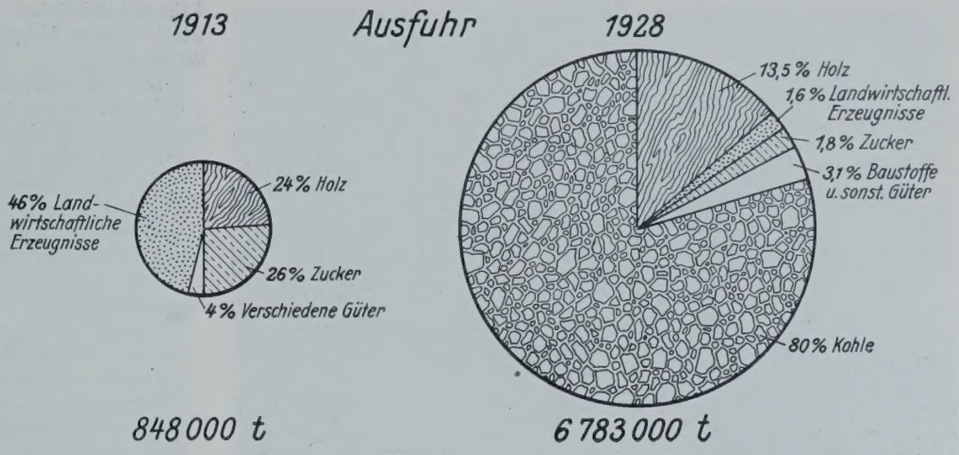


Abb. 4.



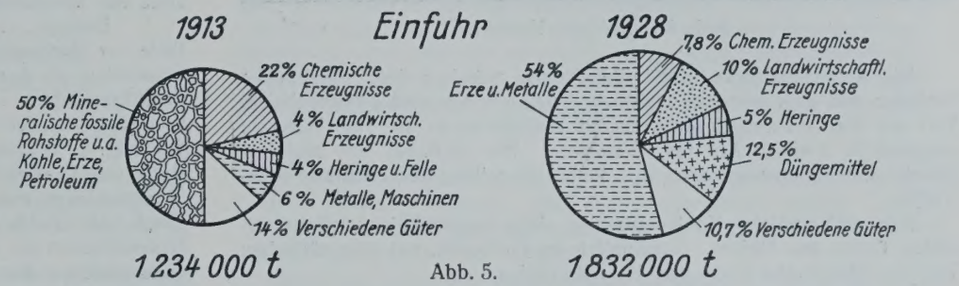


Abb. 5.

letzten Jahren dem Umschlag von Erz, Kohle und anderen Massengütern dienstbar zu machen. Die Verhältnisse werden sich indessen in Kürze, insbesondere nach Fertigstellung des im Bau befindlichen Massengutbeckens, wieder ändern. Der Freibezirk wird alsdann seiner eigentlichen Bestimmung zurückgegeben und zu diesem Zweck bereits in nächster Zukunft mit weiteren umfangreichen Schuppenanlagen ausgerüstet werden. Gleichzeitig wird die Wassertiefe vor der nördlichen Kaimauer von 4,5 m auf 7 m vergrößert werden. Die weiteren Umschlagstellen für den Stückgutverkehr sind der rd. 1600 m lange Hafenkanal, der rd. 700 m lange nördliche Teil des „Weichselbahnhofs", der auf der Ostseite gelegene, kaimäßig ausgebaute Teil das Kaiserhafens und der nördliche Teil des halbkreisförmigen Bogens der Toten Weichsel.

Zucker, Baustoffe, Düngemittel und ähnliche Güter werden in der Hauptsache im Holmhafen I, am Weichselbahnhof, am Hafenkanal und am Marinekohlenlager umgeschlagen. An letztgenannter Stelle befinden sich auch die umfangreichen Tankanlagen der polnischen Staatsgruben.

Für Zucker- und Getreideeinlagerung steht in Danzig eine große Anzahl öffentlicher und privater Speicher mit neuzeitlichen Fördereinrichtungen zur Verfügung, besonders an der Toten Weichsel, am Kaiserhafen und für Seedampfer geringeren Tiefgangs auch an den Mottlauufern.

Ausgedehnte Holzlagerplätze befinden sich auf dem „Holzhof" — auf der Ostseite der Toten Weichsel —, ferner auf dem Holm und auf dem linken Ufer der Toten Weichsel zwischen dem Milchpeter und der Kirrhakenbrücke.

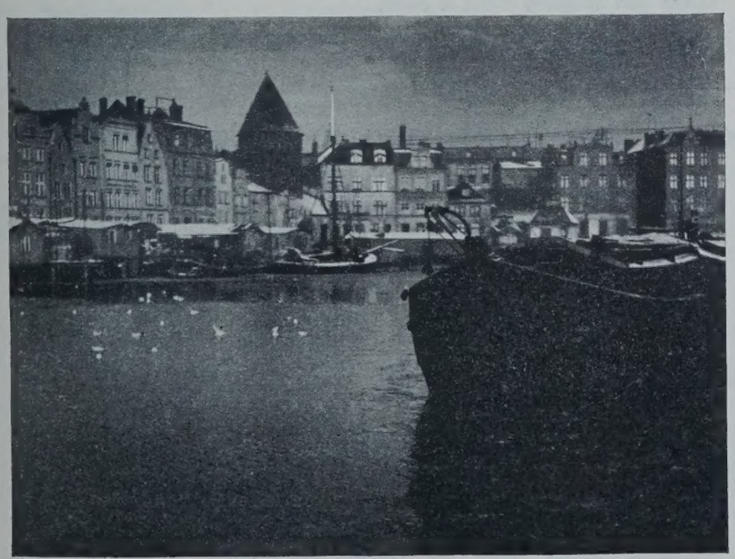


Abb. 6. Langebrücke. Am brausenden Wasser.

Abb. 7. An der Mottlau.

Abb. 9. Der Hafenkanal.

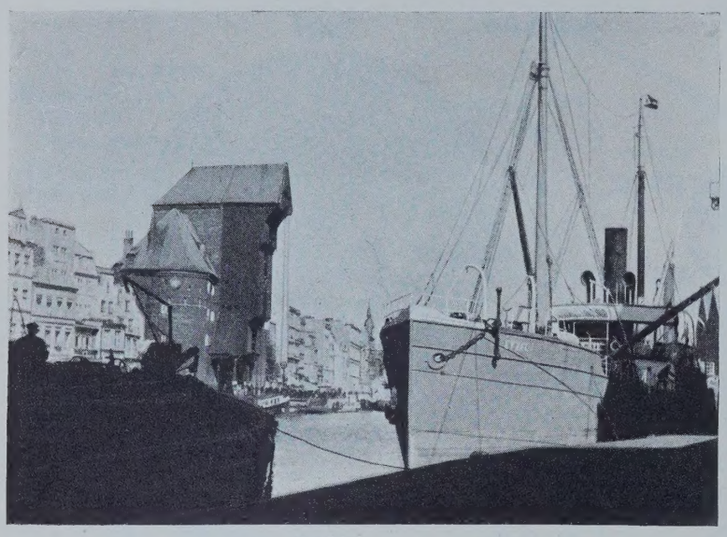


Abb. 8. Das alte Krantor.

Die Kirrhakenbrücke bildet die Grenze zwischen dem eigentlichen Seehafen und dem bis zu den Einlager-Schleusen reichenden Binnenhafen. Von der Kirrhakenbrücke aufwärts bis Einlage bietet die Tote Weichsel ausgedehnte Lagerflächen für Wasserholz. Hier befindet sich zwischen Danzig und Plehnendorf auch eine Reihe neuzeitlich eingerichteter Sägewerke.

Der umfangreiche Kohlenumschlag liegt gegenwärtig verstreut an vielen Teilen des Hafens, vornehmlich im Freibezirk, auf dem südlichen Teil des Weichselbahnhofs und im Kaiserhafen.

Der Holmhafen II dient wegen seiner geringen Wassertiefe von 3,5 m gegenwärtig nur als Liegestelle für Binnenfahrzeuge.

Neuerdings ist auch das für die polnische Regierung erbaute Hafenbecken „Westerplatte“ durch ein Abkommen zwischen der polnischen Regierung und dem Hafenausschuß unter gewissen Bedingungen dem Umschlag von Handelsgütern zur Verfügung gestellt worden. Das genannte Becken besitzt rd. 640 lfd. m neuzeitlich ausgebaute, mit massiven Schuppen und Kranen besetzte Kaistrecken.

Von größerem Einfluß auf den Danziger Hafenverkehr wird jedoch das gegenwärtig im Bau befindliche, oben bereits erwähnte Massengutbecken sein, das südlich des Dorfes Weichselmünde von der Toten Weichsel abzweigt. Bei einer Länge von 800 m, einer Einfahrtbreite von 150 m, einer Endbreite von 125 m und einer vorläufigen Wassertiefe von 9 m, die jederzeit nach Bedarf vergrößert werden kann, wird es zur Aufnahme und Abfertigung selbst der größten Überseedampfer dienen.

Der Ausbau dieses Beckens geschieht in zwei Abschnitten, von denen der erste mit einer mittleren Beckenlänge von 465 m und rd. 1000 m Kaistrecken bereits in Betrieb genommen worden ist. Die Ostseite dieses Beckens (Ausfuhrseite) soll in der Hauptsache der Kohlenausfuhr, die Westseite (Einfuhrseite) dagegen der Einfuhr von Erzen, Phosphat und anderen Massengütern dienen.

Die Ausrüstung des ersten Beckenabschnittes besteht neben einer stattlichen Anzahl von Schwerlast-Portalkranen mit Greifereinrichtung von 7 bis 10 t Tragfähigkeit aus einer Reihe erstklassiger Spezial-Umschlageinrichtungen (3 Paar Kohlenkipper in Verbindung mit Förderbandanlagen, 3 Erzverladebrücken von 60 m Spannweite und je 10 bis 15 t Tragfähigkeit mit je einem Wiegebunker von 200 t Inhalt und eichfähiger Wiegevorrichtung).

Die Umschlagleistung dieser Anlagen wird für Kohle etwa 3 000 000 bis 4 000 000 t, für die übrigen Massengüter (Erz, Phosphat usw.) etwa 600 000 bis 700 000 t jährlich betragen. Die Erhöhung dieser Leistungen durch Aufstellung weiterer Umschlaganlagen ist gegeben.

Das neue Massengutbecken wird heute vielfach überlasteten anderen Hafenteilen eine erhebliche Entlastung bringen und durch strenge Trennung des Stückgutverkehrs vom Massengutumschlag die Übersichtlichkeit des Hafenverkehrs wesentlich erhöhen.

Zum Schluß seien zusammenfassend noch einige Hauptangaben der Hafeneinrichtungen Danzigs aufgeführt:

Uferlänge des Seehafens	rd.	31 000 m
hiervon kaimäßig ausgebaut	„	8 500 „
mit Bollwerken eingefaßt	„	6 500 „
Wasserfläche des Seehafens	„	220 ha
Wasserfläche des Binnenhafens	„	680 „
Tiefe der Fahrrinne des Seehafens unter Mittelwasser		9 bis 10 m
desgl. auf der Strecke vom Milchpeter bis Kirrhakenbrücke		6,0 „
Tiefe des Binnenhafens von der Kirrhakenbrücke bis Einlage		2,5 bis 3,5 „
Tiefe der Mottlaubecken		4,5 „
Wassertiefe an den Kaistrecken		4,5 bis 9 „
Landlagerflächen	rd.	2 000 000 m²
Wasserlagerflächen für Holz	rd.	2 500 000 „
Krane (z. T. Wippkrane mit Tragkraft von $2^1/_2$ bis 8 t)		60 Stck.
davon mit Greifer ausgerüstet		27 „
Schwimmkrane von 25 bis 100 t Hebekraft		5 „
desgl. von 2,5 bis 5 t Hebekraft		2 „
Gesamtflächen der Privatschuppen	rd.	200 000 m²
Gesamtflächen der Schuppen des Hafenausschusses		50 000 „
Speicher mit selbsttätiger Fördereinrichtung für Getreide, Zucker und ähnliche Güterarten, Fassungsvermögen	rd.	160 000 t
Öl- und Melassetanks, Fassungsvermögen	rd.	100 000 t.

Ferner sind zu nennen die teils fertiggestellten, teils noch im Bau befindlichen Umschlageinrichtungen des Massengutbeckens:

3 Kohlenumschlaganlagen von je 400 t stündlicher Leistungsfähigkeit,
2 Erzbrücken von 60 m Spannweite und 15 t Tragfähigkeit,
1 Phosphatbrücke von 60 m Spannweite und 10 t Tragfähigkeit,
3 Wiegebunker mit eichfähiger Waage,
8 Wippkrane von 5 bis 10 t Tragfähigkeit.

Außer der bereits oben erwähnten Errichtung umfangreicher Schuppenanlagen im Freibezirk plant der Hafenausschuß zur Bewältigung des ständig steigenden Verkehrs einen weiteren großzügigen Ausbau seiner Hafenanlagen. Von diesen Planungen seien als wichtigste noch genannt: die Fertigstellung und Ausrüstung des Massengutbeckens auf ganzer Länge von 800 m, die Errichtung einer Passagierhalle und weiterhin der Bau eines Stückgutbeckens.

Es steht zu hoffen, daß mit der Verwirklichung dieser Pläne bereits in Kürze wird begonnen werden können.

Benutzte Quellen: „Danzig und seine Bauten“. Berlin 1908, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

„Danzig und sein Hafen“. Jahrbuch 1920 der Hafenbautechn. Gesellschaft, dem auch die Abb. 7 u. 9 entnommen sind.

Alle Rechte vorbehalten.

Wirtschaftliche Fortschritte beim Schöpfwerkbau im Gebiete des Danziger Deichverbandes.

Die deutsche Wirtschaft steht nicht allein augenblicklich, sondern auf absehbare Zeit unter dem bleiernen Druck größter Kapitalknappheit. Die deutsche Technik wird dadurch vor die schwere Aufgabe gestellt, mit einem Mindestaufwande an Kosten eine Höchstleistung an Werte schaffenden Anlagen herzustellen.

In vermehrtem Maße gilt das für den kleinen Danziger Freistaat, der ganz auf sich allein gestellt ist. Und gerade in diesem kleinen Staatengebilde kämpft die Landwirtschaft den härtesten Kampf, denn der Danziger Freistaat ist ein Stadtstaat, dessen Hauptbelange sich auf den Handel konzentrieren. Da bleibt denn für die Landwirtschaft so gut wie nichts übrig, und es gilt die Parole: „Hilf dir selbst, wir können dir nicht helfen“. Aber es hat den Anschein, als ob die bittere Not auch in diesem Falle erzieherisch und anspornend wirkt; denn noch nie sind in den beiden großen, zum Danziger Freistaat gehörenden, im Weichseldelta gelegenen Deichverbänden von zusammen über 100000 ha Flächeninhalt so viele und so große Planungen für Landverbesserungen aufgestellt und auch ausgeführt worden, wie jetzt nach dem verlorenen Kriege und nach der Abtrennung vom alten Vaterlande.

Mit unendlicher Mühe und zu unerträglich hohem Zinsfuß müssen die Mittel beschafft werden. Daher sind die für die Landverbesserungen zur Verfügung stehenden Beträge regelmäßig so knapp, daß die Technik gezwungen ist, jeden, auch den kleinsten Vorteil wahrzunehmen, um die Herstellungskosten so niedrig als möglich zu halten.

Bekanntlich liegt mehr als der dritte Teil des Weichsel-Nogat-Deltas unter dem Meeresspiegel. Aber auch die über dem Meeresspiegel liegenden Flächen des Weichseldeltas müssen größtenteils künstlich entwässert werden, weil sie einesteils im Stau der See liegen und weil anderseits das Längsgefälle des Weichseldeltas für freie Entwässerung sehr schwach ist. Es beträgt nämlich nur etwa 1 : 4000.

Seit der Trockenlegung des Weichseldeltas vor etwa 600 Jahren hat man sich daher zur Schaffung künstlicher Vorflut der Schöpfwerke bedienen müssen, die bis zur Mitte des vorigen Jahrhunderts ausschließlich aus hölzernen Windschöpfwerken mit Wurfrädern bestanden. Ausnahmsweise waren auch hölzerne Schnecken im Gebrauch.

Mit der Einführung der Dampfkraft wurden dann diese alten hölzernen Wasserhebemaschinen vielfach mit stationären Dampfmaschinen oder später

Abb. 1. Montage von zwei Schraubenpumpen mit aufgesattelten Motoren und Vorgelegen unter freiem Himmel für das Schöpfwerk Bohnsack des Polders Neue Binnennehrung im Gebiete des Danziger Deichverbandes.

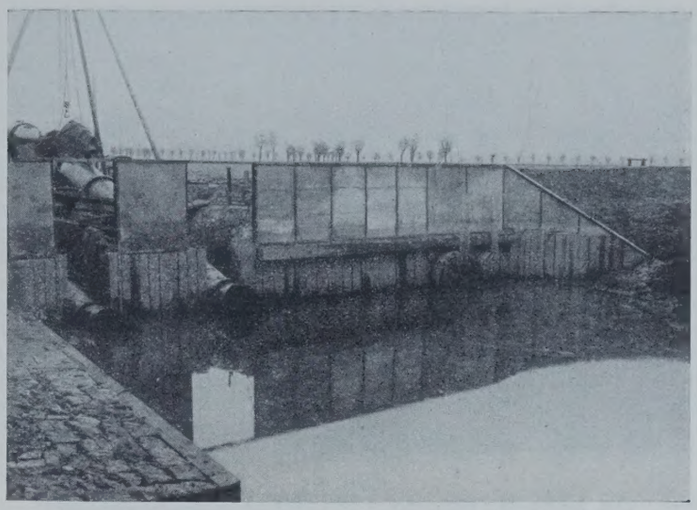


Abb. 2. Schraubenpumpenschöpfwerk Bohnsack. Uferstützwand am Oberwasserkanal aus verankerten I-Trägern mit dazwischen gerammter Spundwand unter Mittelwasser und Eisenbetonplatten über Mittelwasser während der Montage der Druckrohre. Rechts sind die Mündungen der beiden Freilaufrohrleitungen erkennbar mit selbsttätig wirkenden verhängten Rückstautüren.

auch mit Lokomobilen angetrieben, bis zu Beginn dieses Jahrhunderts allmählich Kreiselpumpen zur Anwendung kamen, die anfangs mit Dampf, später, im Danziger Werder ausschließlich, mit elektrischer Energie angetrieben wurden.

In neuerer Zeit hat man die Kreiselpumpen durch Schraubenpumpen ersetzt. Die letztere Pumpenart hat gerade bei den im Weichseldelta in Betracht kommenden nicht sehr großen, aber stark schwankenden Hubhöhen große Vorzüge. Nebenbei haben Schraubenpumpen auch andere Vorteile insofern, als bei ihnen die Hauptrohrachse mit der Wellenachse zusammenfällt, so daß das Raumbedürfnis dieser Pumpenart das denkbar kleinste ist.

Bei den in letzter Zeit im Danziger Deichverband zur Herstellung gekommenen kleinen und mittelgroßen Schöpfwerken hat man sich nun alle Vorteile, die die Schraubenpumpe gewährt, zunutze gemacht und diese Vorteile mit einer hier schon seit längerer Zeit ausgebildeten Bauweise kombiniert, bei der alle massiven Fundierungen sowohl für die Maschinenanlage wie auch für den Ein- und Auslauf vermieden sind. Man hat dadurch die Herstellungskosten für die Gesamtanlagen außerordentlich heruntergedrückt.

Nebenbei ist auch an dem Grundsatze festgehalten worden, daß das Maschinenhaus selbst als unproduktive Anlage anzusehen ist, dessen Herstellung mit einem Mindestaufwande von Kosten zu geschehen hat.

In den Niederungsgebieten von Deutschland sieht man allenthalben aus früheren Bauperioden stammende massive Maschinenhäuser von Schöpfwerken stehen, deren Maschinenanlagen längst als unsachgemäß verworfen sind, die sich aber für die Ersatzbauten ihres Grundrisses und ihrer Nebenanlagen halber als ungeeignet erwiesen haben. Man wird das Lebensalter der Maschinenanlage für ein Schöpfwerk höchstens auf 30 bis 50 Jahre annehmen können, nicht etwa weil die Maschinen dann vollkommen abgenutzt sind, sondern weil diese durch neue und bessere Typen überholt sind. Die Lebensdauer eines massiven Maschinenhauses ist natürlich um ein vielfaches größer. Es bedeutet also eine ganz überflüssige Kapitalvergeudung, wenn man für kleine und mittelgroße Schöpfwerke monumentale Maschinenhäuser errichtet.

Sehr drastisch hat sich hierüber dem Verfasser dieses Aufsatzes gegenüber das führende Unternehmen für Schöpfwerkbauten im westlichen Teile der Vereinigten Staaten von Nordamerika geäußert.

„Wir glauben", sagt die Byron Jackson Co. in wörtlicher Übersetzung über Schöpfwerkbauten, „daß großartige Anlagen, wie sie in Europa üblich sind, wirtschaftlich unmöglich sind. Wenn man eine verhältnismäßig kleine Anlage sieht, schöne Ziegelbauten, kostspielige Rohrleitungen in Beton, für Jahrhunderte Lebensdauer bestimmt, mit kostbaren Betonauffahrten, wunderbaren wirtschaftlichen Dieselmaschinen in einem gut elektrisierten Bezirk, die einen Wärter benötigen, und alles das in Ländern, wo das Kapital knapp ist, so fühlt man, daß der Wirtschaftssinn der Ingenieure schläft. Wir stellen für eine durch einen einzelnen Motor getriebene Anlage ein Wellblechhaus auf, das vom Lager gekauft werden und für weniger als 100 Dollar vollständig erstellt werden kann. Wo zwei oder drei Pumpen benötigt werden, verwenden wir zwei solcher Häuser. Wir rechnen mit einem noch schnelleren Veraltern als Sie und legen einen noch größeren Wert auf geringe Anlagekosten, da manche Anlagen, die nach einem Zeitraum von fünf Jahren teilweise Reparatur oder Ersatz erforderlich machen würden, heute nicht wirtschaftlich sind, wenn sie in der bestmöglichen Ausführung für 10 Jahre Lebensdauer ausgeführt werden."

Gewiß darf man nicht amerikanische Verhältnisse ganz allgemein und kritiklos auf Deutschland übertragen. Aber dem Grundsatze nach sind die Feststellungen der Amerikaner auch für uns gültig. Man stößt immer von neuem bei unseren Schöpfwerkentwürfen auf das Bestreben von Ingenieuren, an der Größe der Pumpen Ersparnisse zu machen. Man merkt manchmal förmlich den Stolz des Entwurfaufstellers, wenn er nachgewiesen zu haben glaubt, daß man unbeschadet die Pumpenleistung habe erheblich herabsetzen können. Wenn dieselben Verfasser doch lieber einen Teil ihrer Sorgfalt darauf verwendet hätten, Ersparnisse an den unproduktiven Nebenanlagen des Schöpfwerks, d. h. am Ein- und Auslauf, an den Fundierungen und am Maschinenhause, zu machen.

Die Maschinenanlage ist der eigentlich Werte schaffende Teil des Schöpfwerkes. Jede vermeintliche Ersparnis an der Stärke der Pumpen rächt sich früher oder später bitter, und zwar gerade am schlimmsten in den Fällen von extremen Katastrophenniederschlägen. Hier ist also Sparsamkeit höchst übel angebracht. „Die Maschinenanlage so leistungsfähig wie möglich, die Nebenanlagen nur so, daß sie gerade ihren Zweck erfüllen", das muß, besonders in jetziger Zeit, der wirtschaftliche Leitgedanke für den deutschen Schöpfwerkbau sein.

Die Abbildungen lassen die Einzelheiten erkennen, die bei der Planung und Ausführung kleiner und mittelgroßer Schöpfwerke im Danziger Deichverband, der übrigens sämtliche Bauten auch für seine Unterverbände im Eigenbetrieb ausführt, jetzt regelmäßig eingehalten werden. Die Pumpen kommen fertig montiert aus der Fabrik, und zwar in der Regel auf Fundamentrahmen aus Profileisen mit darunter befindlicher Grobblechplatte aufmontiert. Die Montage an Ort und Stelle ist immer teurer und weniger genau als in der Fabrik. Die Aufstellung der Pumpen geschieht regelmäßig unter freiem Himmel. Die größere Pumpe in Abb. 1 hat mit ihrem Fundamentrahmen ein Gesamtgewicht von 10 t. Trotzdem kam sie auf dem Rahmen stehend als ein Stück aus der Fabrik, wurde mittels eines schweren Rollwagens noch 15 km weit auf Chaussee über eine Fähre bis in die Nähe der Baustelle und von dort noch einige hundert Meter weit über freies Feld auf dem Wagen mittels einer Winde auf untergelegten Bohlen an Ort und Stelle geschafft. Dort wurde die Pumpe abgeladen, indem sie mittels Winden etwas angehoben wurde, so daß der Rollwagen unter ihr weggezogen werden konnte. Das Zurechtrücken der Pumpe auf ihren endgültigen Platz folgte dann dadurch, daß man sie mittels eines starken Flaschenzuges an einem Dreibein aufhing. Dadurch wurde der Montagekran gespart, den man häufig selbst bei mittelgroßen Schöpfwerken sieht. Dieser Montagekran verlangt seinerseits Tragekonstruktionen, d. h. tragfähige Wände, die natürlich ihrerseits Mehrkosten verursachen. Diese können gespart werden.

In einem bereits fertiggestellten Schuppen kann man natürlich kein Dreibein aufstellen. Außerdem ist das Arbeiten mit dem schweren Gewicht der Pumpe in dem engen Raum eines beschränkten Maschinenschuppens sehr beschwerlich und unbequem. Das fällt bei Montage unter freiem Himmel fort. Die Pumpe ist gegen Witterungseinflüsse unempfind-

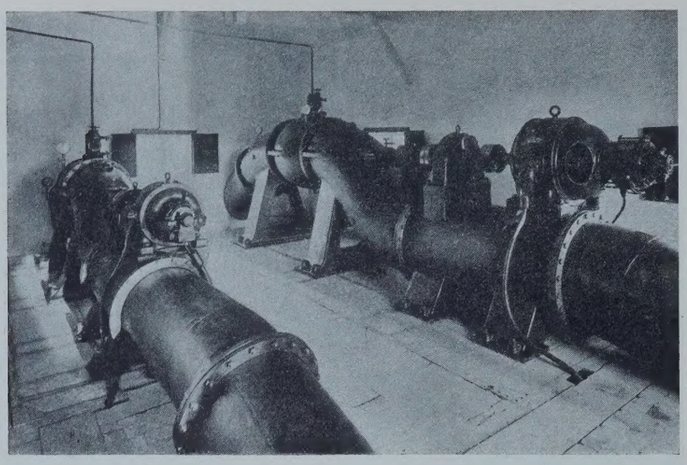


Abb. 3.
Das Innere des Bohnsacker Schraubenpumpenschöpfwerkes nach der Fertigstellung.

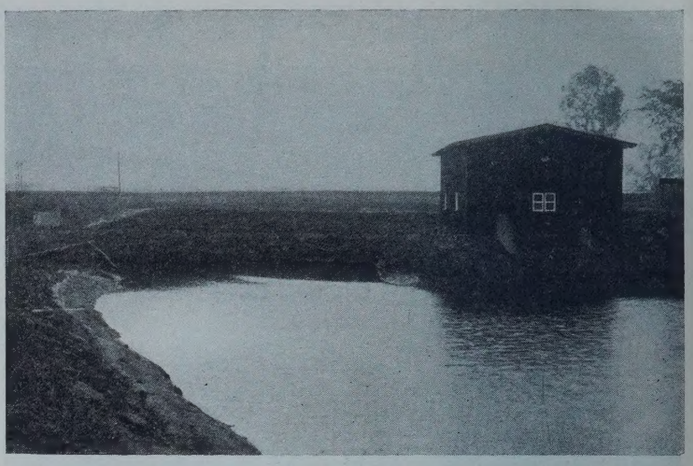


Abb. 4. Bohnsacker Schöpfwerk nach der Fertigstellung über den Hauptbinnenkanal vom Polder aus gesehen. Links vom Maschinenschuppen der Freilaufkanal mit Freilaufrohrleitungen unter dem Stirndeich, im Hintergrunde der Weichseldeich hinter dem Oberwasserkanal.

lich, zumal die feineren Teile, wie Armaturen usw., erst nachträglich angebracht werden. Im übrigen lassen sich die Maschinen, vor allem der zuletzt aufgesetzte Elektromotor, gegen Nässe durch einen wasserdichten Plan oder durch Dachpappe genügend schützen.

Der vollständig vorbereitete hölzerne Maschinenschuppen wird dann in wenigen Tagen über die Maschinenanlage gesetzt. Die kleinen massiven Fundamentklötzchen sind bereits vorher hergestellt (s. Abb. 1, 4 u. 5).

Die Pumpe steht mit ihrem aus Profileisen hergestellten Fundamentrahmen auf der bloßen Erde. Die Bodenpressung der gefüllten Pumpe beträgt etwa 0,1 kg/cm^2. Die auf dem Rahmen mit darunter befindlicher Grobblechplatte stehende Pumpe wirkt hinsichtlich ihrer Bodenpressung ebenso wie eine 5 bis 7 cm starke, 8 bis 12 m^2 große massive Eisenplatte. Der Fundamentrahmen ist also selbst ein Fundament, und zwar ein sehr sicheres. Etwaiger Frost kann bei dem vollständig trockenen Boden im Maschinenschuppen keinerlei nachteilige Wirkungen ausüben. Im Danziger Deichverbande stehen etwa 40 Pumpen auf derartigen Fundamentrahmen, ohne daß auch in einem einzigen Falle sich irgend ein Nachteil daraus ergeben hätte. In einem Falle (Abb. 5) hat man die Pumpe versuchsweise auf eine Eisenbetonplatte gesetzt, um einen Vergleich hinsichtlich der entstehenden Kosten zu haben. Dieser Versuch hat nichts gegen die Verwendung der Fundamentplatten aus Profileisen ergeben.

Die schrägen Rohrleitungen, die sich mühelos und schnell an die feststehende Pumpe anschrauben lassen, wirken nebenbei noch gleichzeitig als Streben und als Anker für die Pumpe.

Die Elektromotoren werden im Danziger Deichverband bei derartigen Schraubenpumpenanlagen grundsätzlich auf Sättel gesetzt, die an den Rohren angegossen sind. Man benutzt also die Rohrleitungen als Fundamente für die Kraftmaschinen. Wie Abb. 1 u. 3 erkennen lassen, ist auch das in Öl laufende Präzisionsgetriebe auf einem besonderen Sattel auf die Rohrleitungen gesetzt.

Der hölzerne Schuppen wird innen gerohrt und geputzt als Schutz gegen Witterungseinflüsse (Abb. 3).

Verworfen wird für kleinere und mittelgroße Schöpfwerke grundsätzlich die Herstellung massiver Ein- und Ausläufe. Das Wasser wird mittels schräg liegender Rohrleitungen nach und von der Pumpe geführt (Abb. 1, 2, 4, 5 u. 6), wobei man von der Überlegung ausgegangen ist, daß ein laufendes Meter eiserner Rohrleitung billiger ist als ein laufendes Meter Kanal mit massiven Wänden. Die Häupter des Innen- und Außenwasserkanals werden lediglich durch aus Spundwänden und einigen Rammpfählen bestehende Bohlwerke unter Mittelwasser gebildet, wie Abb. 6 erkennen läßt. Zur Sicherung der Kanalböschungen des Innenkanals werden im Anschluß an das den eigentlichen Einlauf bildende, sorgfältig, wenn auch einfach ausgebaute Grabenhaupt bei aus Schwimmsand bestehendem Untergrund hölzerne Sohlkaskaden angewandt mit Tonverpackungen hinter den Hintersetzungsbrettern (Abb. 6 u. 7).

Nur ganz ausnahmsweise, wenn besondere Umstände vorliegen, kommen massive Uferstützwände zur Anwendung, wie sie Abb. 2 zeigt. In diesem besonderen Falle war dicht neben der Baustelle des neuen Schöpfwerkes ein altes Schöpfwerk mit einer Uferbefestigung aus Eisenfachwerk vorhanden. Diese vorhandene Uferbefestigung konnte teilweise mitbenutzt werden. Neben dem neuen Schöpfwerk sollte außerdem ein Freilauf mit zwei selbsttätig wirkenden Rückstautüren hergestellt werden. Diese Anlage benötigte eine massive Stirnwand. Aus diesem Grunde wurde ausnahmsweise eine durchlaufende Uferstützwand aus Eisenfachwerk hergestellt. Hier hätten erhebliche Ersparnisse gemacht werden können, wenn nach dem Oberwasser hin die Böschung des Stirndeiches hätte ausgeschüttet werden können mit einem niedrigen hölzernen Bohl-

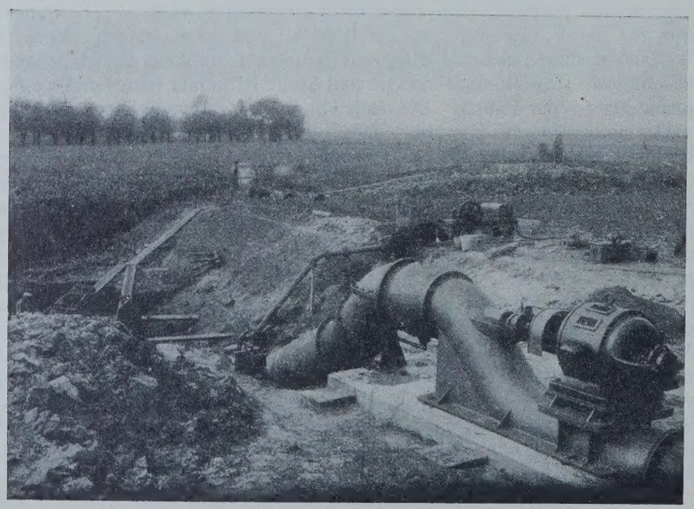


Abb. 5.
Schraubenpumpenschöpfwerk Osterwicker-Binnenfeld.
Unter freiem Himmel aufmontierte Schraubenpumpe mit aufgesatteltem Elektromotor auf einer Eisenbetonplatte stehend.

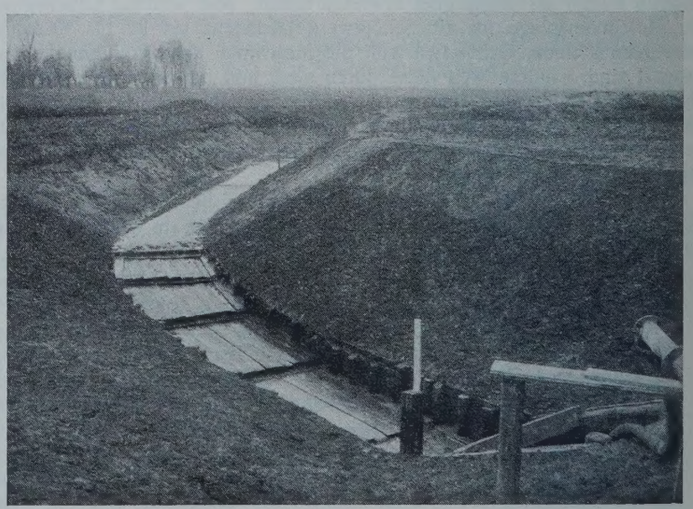


Abb. 7.
Schraubenpumpenschöpfwerk Osterwicker-Binnenfeld.
Blick auf den trocken gelegten Binnenwasserkanal, vom Schöpfwerk aus gesehen, mit hölzerner Sohlkaskade.

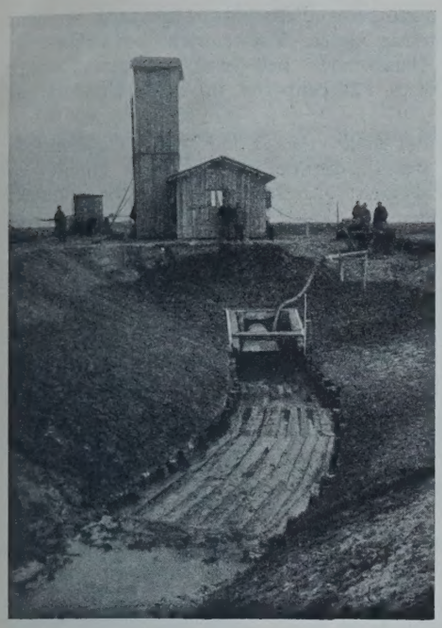


Abb. 6. Schraubenpumpenschöpfwerk Osterwicker-Binnenfeld nach Fertigstellung des Maschinenschuppens und Transformatorenturms. Im Vordergrunde der trocken gelegte Binnenwasserkanal mit Sohlkaskade und Pumpensumpf.

werk unter Mittelwasser. Die dann notwendige Verlängerung der Rohrleitungen hätte gegenüber der erzielten Ersparnis nur verhältnismäßig geringe Mehrkosten verursacht.

Bei solchen kleineren Schöpfwerkbauten ist das größte Gewicht auf die richtige Auswahl der zu verwendenden Baumaschinen zu legen. Derartige kleine Bauten sind nicht imstande, große Generalunkosten zu tragen. Größere Baumaschinen, deren Hin- und Rücktransport und Auf- und Abmontage große Kosten verursachen, sind daher von vornherein von der Verwendung auszuschließen.

Zum Rammen der Spundwände und Pfähle benutzt der Danziger Deichverband daher beim Bau kleinerer Schöpfwerke keine großen Dampframmen, sondern er verwendet kleine Zugrammen, deren Bär mittels eines elektrisch betriebenen Reibungsgetriebes gehoben wird. Eine derartige Ramme kann von zwei Mann bedient und von drei Mann aufgestellt werden. Da bei elektrisch betriebenen Schöpfwerken vielfach besondere Transformatorenanlagen notwendig sind und Niederspannungstrom daher beim Beginn des Baues noch nicht zur Verfügung steht, hilft man sich durch Benutzung eines angeliehenen fahrbaren Transformators, um den Hochspannungstrom für Bauzwecke, d. h. für Rammen und Wasserpumpen, umformen zu können.

Das kleinere Schöpfwerk (Abb. 5, 6 u. 7) hat eine sekundliche Leistung von 700 l bei einer mittleren Hubhöhe von 1 m. Die Poldergröße beträgt hier etwa 450 ha. Die Gesamtkosten dieses Schöpfwerkes betragen nach der Abrechnung einschließlich des Transformatorenturms, jedoch ausschließlich des Zolls für die Maschinen 17340 R.-M., d. h. jedes ha wird mit 38,5 R.-M. belastet.

Das größere Schöpfwerk (Abb. 1, 2, 3 u. 4) hat eine größere Pumpe von 1800 l Sekundenleistung und eine kleinere von 800 l Sekundenleistung. Zusammen leisten beide Pumpen also 2600 Sekundenliter bei einer mittleren Hubhöhe von 1 m. Das Areal dieses Polders beträgt rd. 1380 ha. Die Gesamtkosten dieses Schöpfwerkes betragen laut Abrechnung einschließlich des Transformatorenturms (auf den Abbildungen nicht sichtbar), jedoch ausschließlich der Zollgebühren, 44530 R.-M. Jedes ha wird hier also mit 32,3 R.-M. belastet. Das größere Schöpfwerk ist demnach im Verhältnis etwas billiger, obgleich dieses Schöpfwerk durch die teure massive Uferstützwand und die Freiwasserrohrleitungen belastet war und obwohl diese Anlage bei gleicher Hubhöhe je ha 1,87 Sekundenliter fördert gegenüber einer sekundlichen Förderleistung von nur 1,56 l/ha für das Schöpfwerk des kleinen Polders Osterwick. Das ist durchaus verständlich, denn normalerweise werden Schöpfwerke, umgerechnet auf die Flächeneinheit von einem Hektar, bis zu einer bestimmten Grenze bei zunehmender Größe billiger. Das ist dadurch begründet, daß Pumpen und Kraftmaschinen, auf die Einheit umgerechnet, mit zunehmender Größe billiger werden. Ebenso verursachen der Maschinenschuppen und die Anlagen für den Ein- und Auslauf bei zunehmender Größe im Verhältnis geringere Kosten.

Bei Schöpfwerken mit Rohrweiten von mehr als etwa 1,0 m Lichtweite läßt sich die vorbeschriebene wohlfeile Bauweise nicht mehr anwenden, weil dann die Maschinenteile und die Rohre zu schwer werden, um sie ohne Krananlage zusammenbauen zu können. Für solche Großschöpfwerke läßt sich die Anwendung eines massiven Pumpensumpfes und eines massiven Hauptes für den Auslauf der Druckrohre nicht vermeiden. Man wird dann bei der Errechnung der anteiligen Kosten für 1 ha Polderfläche sofort den Anstieg der Belastung gegenüber der für kleinere Schöpfwerke möglichen einfachen Bauweise feststellen können. Während bei der letzteren die Kosten für die nicht eigentlich produktiven Teile des Bauwerks, d. h. für Einlauf, Auslauf, Maschinenschuppen usw., nur 15 bis 25% der Gesamtkosten betragen, können sie bei massivem Pumpensumpf und massivem Maschinenhaus mit Krananlage u. dgl. unter ungünstigen Verhältnissen manchmal auf 60% der Gesamtkosten steigen.

Nur selten wird bei uns, besonders bei kleineren Kommunalverbänden und Korporationen, der schaffende Ingenieur noch in die glückliche Lage kommen, ohne Rücksicht auf die Kosten in jeder Beziehung reich ausgestaltete, monumentale Musteranlagen schaffen zu können. Jetzt gilt es fast immer, rückwärts zu rechnen und Mittel und Wege zu finden, um mit einem überhaupt beschaffbaren beschränkten Betrage trotzdem leistungsfähige Anlagen herzustellen. Dabei muß man dann allerdings den kleineren Nachteil wohl oder übel mit in den Kauf nehmen, daß solche Anlagen als reine Zweckbauten ausgestaltet werden müssen.

Dr.-Ing. Bertram,
Professor an der Technischen Hochschule Danzig,
Oberbaurat des Danziger Deichverbandes.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Wasserkraftnutzung im Gebiete der Freien Stadt Danzig.

Von Prof. Dr.-Ing. **Richard Winkel**, Danzig.

Nach der Lostrennung des Danziger Gebietes vom deutschen Mutterlande war es für den kleinen Staat, dem nur eine Fläche von 1966 km² verblieben war, auf der ungefähr 384000 Menschen leben, ein zwingendes Gebot, die im Lande verfügbaren Wasserkräfte soweit als möglich der Volkswirtschaft nutzbar zu machen. Hierfür kam die Radaune in Betracht, die westlich von der Stadt Danzig auf jetzt polnisch gewordenem Gebiet ihren Ursprung hat und dort auch die von Norden her fließende Strellnick und den Stolpe-Bach in sich aufnimmt. Auf Danziger Gebiet hat die Radaune eine Lauflänge von etwa 30 km bis zur Einmündung in die Mottlau und dadurch in die Tote Weichsel bei Danzig und, da sie in einer geodätischen Höhe von etwas über + 100 m NN in das Freistaatgebiet eintritt, eine theoretisch nutzbare Fallhöhe von 100 m; der mittlere Jahresabfluß der Radaune beträgt ungefähr 6 m³/sek, demnach ist die auf Danziger Gebiet entfallende Wasserkraft der Radaune im roh gerechneten Durchschnitt $1000/75 \cdot (6 \cdot 100) = \mathbf{8000\ PS}$ theoretisch, von denen naturgemäß nur ein Teil praktisch wirklich gewonnen werden konnte.

Einige Mühlen mit je 100 PS und etwas darüber haben zum Teil schon seit der Blütezeit des Deutschen Ritterordens (Marienburg) das Radaunewasser, das teilweise in besonders angelegten Werkkanälen zugeleitet wurde, ausgenutzt. Kurz vor Ausbruch des Weltkrieges wurde die erste größere Wasserkraft-Anlage bei Straschin-Prangschin mit rd. 14 m Gefällnutzung (OW = + 41,2 m NN und UW = + 27 m NN) errichtet und zur Stromversorgung des umliegenden Landkreises Danziger Höhe in Betrieb genommen. Die Höhenlage zwischen + 41,2 m und + 100 m NN war von neun kleineren Mühlen und Kraftwerken nur recht unwirtschaftlich ausgenutzt, als im Jahre 1920 die Danziger Wirtschaft nach der Abtrennung auf sich allein angewiesen war. Es lag also der Gedanke nahe, nun die noch ausbaufähige Fallhöhe von rd. 59 m in wirtschaftlicher Weise für den Danziger Energiebedarf nutzbar zu machen. Die Geländegestaltung ließ es nicht zu, diese 59 m Fallhöhe in einem einzigen Werke auszunutzen, zumal auch auf eine Wasserspeicherung Bedacht zu nehmen war. So ergab sich denn die Notwendigkeit, zwei Staustufen zu schaffen: bei Bölkau

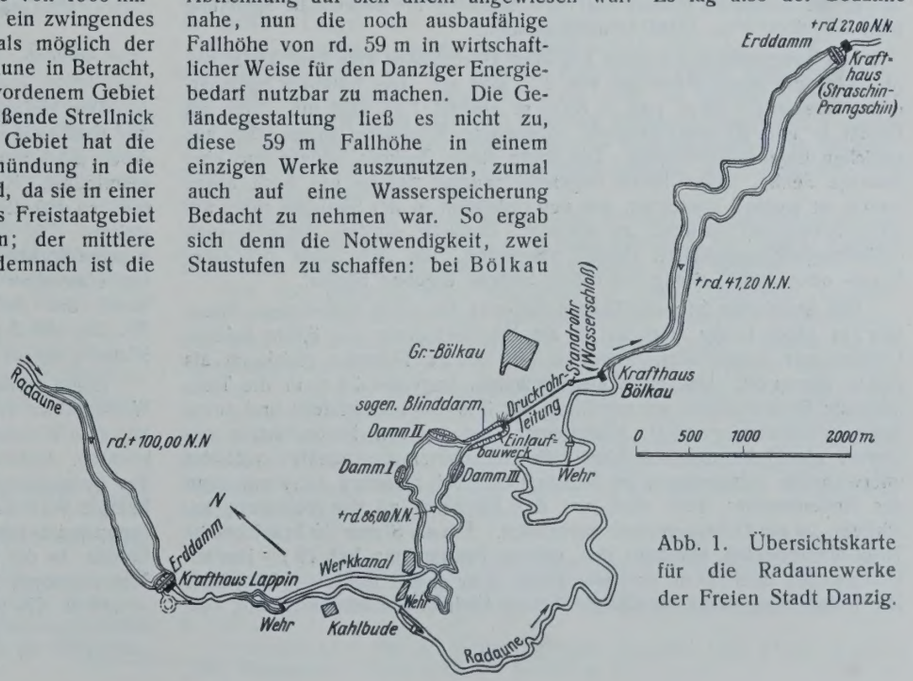


Abb. 1. Übersichtskarte für die Radaunewerke der Freien Stadt Danzig.

mit einem Gefälle von + 86 m auf + 41,2 m NN und bei Lappin von + 100 m auf + 86 m.

Die Übersichtskarte (Abb. 1) zeigt die Lage der drei neuzeitlich gebauten Stau- und Kraftanlagen; als Stauwerke sind Erddämme mit Dichtungskern erbaut worden; bei Bölkau wird der Stau durch ein Betonwehr gehalten; der Querschnitt des Dammes bei Straschin-Prangschin (Abb. 5) zeigt wasserseitig eine 1,5fache, gepflasterte Böschung, die bei neueren Bauten mindestens 1 : 2,5 oder 1 : 3 (vergl. Abb. 2) gewählt wird, da die Böschungsneigung 1 : 1,5 unter Wasser selbst nach jahre- oder jahrzehntelangem Betrieb doch immer noch einer Rutschgefahr preisgegeben ist, und zwar selbst bei Abpflasterung. Bei einer Böschung 1 : 3 kann dagegen erfahrungsgemäß auf die Abpflasterung verzichtet werden. Ferner ist der Dichtungskern, dessen Oberkante nur rd. 0,5 m über HW liegt, nicht hoch genug geführt, um auf alle Fälle eine kapillare Heberwirkung zu verhindern.

Der Lappiner Erddamm, der 1926/1927 erbaut wurde, hat Böschungsneigungen von 1 : 3 und 1 : 3,5. Die Dichtung ist hier bis zur Dammkrone hochgeführt, was sehr nachahmenswert ist. In der Wasserspiegelhöhe ist wasserseits ein Wellenschutz durch aufgelegte Betonplatten geschaffen worden.

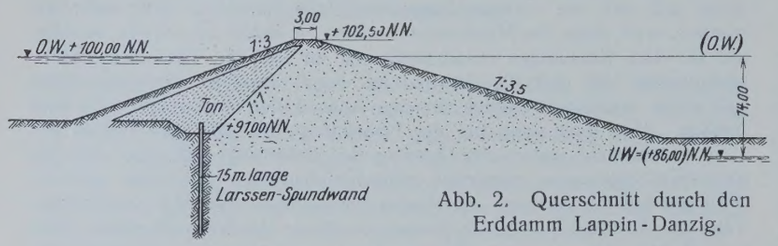


Abb. 2. Querschnitt durch den Erddamm Lappin-Danzig.

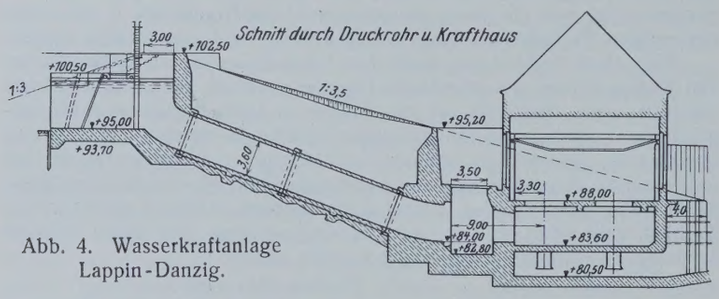


Abb. 4. Wasserkraftanlage Lappin-Danzig.

In den Kraftwerken können im Höchstfalle bis 21 bezw. 24 m³/sek Wasser in den Turbinen zur Energiegewinnung verarbeitet werden; dies setzt natürlich einen planmäßig geregelten Verbundbetrieb und eine ausreichende Wasserspeicherung voraus, da, wie schon erwähnt, die durchschnittliche Wasserführung der Radaune nur etwa 6 m³/sek beträgt. Die normalen Fallhöhen an diesen drei Gefällstufen sind ungefähr 44 m in Bölkau und für die anderen beiden je ungefähr 14 m. Die Größtleistung beträgt im Kraftwerk Bölkau 3 (3175) = 9525 PS, die elektrische Spannung wird von 6000 V in 35000 V umgewandelt.

Das Sammelbecken Bölkau hat beim Höchst-Stau eine Oberfläche von rd. 54 ha und einen Stauinhalt von 2,45 Mill. m³. Der nutzbare Speicherraum zwischen + 86 m und + 83,25 m enthält 1,14 Mill. m³. Der am Damm II und III anschließende sogenannte Blinddarm ergab sich aus örtlichen Eigentümlichkeiten. Die Sohle dieses Beckens bildete dort eine moorige Senke, deren höher liegende, sandige Ränder nur noch etwas erhöht zu werden brauchten, um den Erddamm in der Sollhöhe rings um diese Senke herumführen zu können. Dadurch wurden zugleich auch Gründungsschwierigkeiten (Moor) umgangen, die sich sonst bei einer Kanal- oder Rohr-Leitung auf dieser Strecke ergeben hätten.

Das Druckrohr ist vom Einlauf-Bauwerk bis 93 m hinter dem Standrohr in einer Länge von 837 m als Eisenbetonrohr mit 3,6 m lichtem Durchmesser ausgebildet, wobei es eine kleine Talsenke gleichsam als Düker überquert. Das dann anschließende, ungefähr 33 m in die Tiefe führende Steilbahn-Rohr ist aus Eisen mit 3 m l. W. hergestellt und durch Beton-Festpunkte gestützt; dazwischen wird es von Beton-Sätteln getragen, ein Dehnungsstück unterhalb des oberen Festpunktes verhütet unerwünschte Spannungen im Rohrmaterial bei größeren Schwankungen der Außenwärme; auch dort, wo das Eisenrohr an das Betonrohr anschließt, ist ein Dehnungsstück vorhanden. Ein als Standrohr bezeichnetes Turm-Wasserschloß oberhalb des oberen Festpunktes hat 12 m inneren Durchmesser und 17 m nutzbare Höhe über seiner Sohle (+ 75 m NN). Die Rohrleitung kann im Gefahrfalle im Einlaufbauwerk durch ein vom Krafthause aus elektrisch auslösbares Fallschütz abgesperrt werden, das außerdem auch unmittelbar durch Motorantrieb bedienbar ist; ferner ist noch ein durch Handwinden heb- und senkbares Schütz dort vorgesehen worden. Dieses Füllschütz ist in einem Umlaufkanal eingebaut.

Nach der Inbetriebnahme des Kraftwerkes Bölkau wurde die Staustufe bei Lappin gebaut (Abb. 2 bis 4), das dortige Kraftwerk konnte im Jahre 1927 in Dienst gestellt werden; das Druckrohr mit 3,6 m innerem Durchmesser erhielt durch seinen unmittelbaren Einbau in den Staudamm in günstiger Weise eine sehr geringe Länge, wie es aus Abb. 4 ersichtlich ist. Bemerkenswert ist ferner die selbsttätige Staureglung durch ein von einem Tauchgewicht gesteuertes Segmentwehr (vergl. Abb. 3, die auch die anschließende Sturztreppe zeigt). Das Unterwasser bildet etwa ein 1 km langer Wasserkanal, der in das Wehrstaubecken der Anlage Bölkau mündet (Stauhöhe + 86 m NN). Die feste Wehrkrone liegt auf + 85,5 m NN, drei Öffnungen von je 12,2 m Weite sind mit beweglichen Klappen abgeschlossen, die sich bei einem höheren Stau als + 86 m selbsttätig so weit niederlegen, daß der Normal-Stau erhalten bleibt. Eine Seitenöffnung von 8 m Weite ist ebenfalls mit einer Stauklappe versehen und wirkt als Streichwehr. An der Nordseite des Wehres beginnt ein am Hang entlanggeführter Werkkanal von 1,4 km Länge; durch diesen können etwa 20 m³/sek und mehr dem Bölkauer Sammelbecken zugeschickt werden, seine Sohle hat ein Gefälle von 1 : 5000, und der Querschnitt des Kanales beträgt ungefähr 24 m².

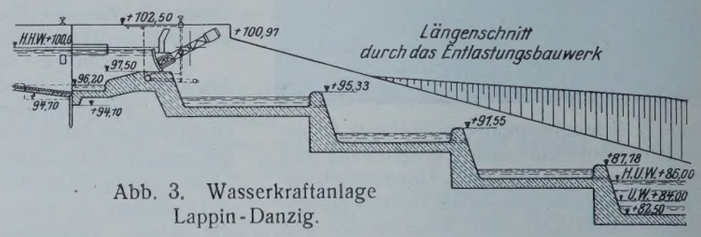


Abb. 3. Wasserkraftanlage Lappin-Danzig.

Wenn die Radaune aus ihrem Quellgebiet her Hochwasser bringt, so kann dieses durch zwei Grundablässe von je 2,4 m² Querschnitt im Lappiner Damm, die im Höchstfalle etwa 86 m³/sek fördern können, abgeführt werden, ebenso würde der Überschuß an Wasser, der nicht von dem Bölkauer Sammelbecken mehr aufgenommen werden könnte, durch das Wehr dem alten Radaunelauf bei Kahlbude zugeführt werden. Dieser Fall ist indessen unwahrscheinlich, da die Hochwassermenge im allgemeinen nur etwa 30 m³/sek beträgt, die speicherbar sind.

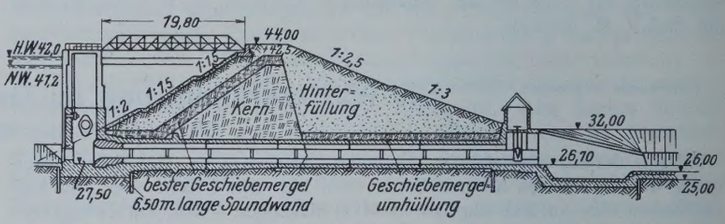


Abb. 5. Querschnitt des Dammes bei Straschin-Prangschin.

Der kleine Freistaat Danzig hat durch die Baukosten dieser Stau- und Kraftanlagen eine starke finanzielle Belastung zu tragen, die sich aber durch die Einnahmen für die Stromabgabe von Jahr zu Jahr naturgemäß vermindert. Nach etwa 25 bis 30 Jahren werden die Anlagekosten getilgt sein, so daß diese Werke ein wertvolles Staatsvermögen für dauernd darstellen. Die oberste Leitung der Bauausführung für die Wasserkraftanlagen Bölkau und Lappin hatte Dr.-Ing. Beger, der jetzt den Lehrstuhl für Wasserbau an der Technischen Hochschule Breslau innehat. Der Senat der Freien Stadt Danzig, insbesondere der Senatspräsident Dr.-Ing. ehr. Sahm und Senator Runge, haben durch die großzügige Planung dieser Anlagen sich ein großes Verdienst erworben.

Einen weiteren Ausbau würden noch die bisher ungenutzten Nogat-Wasserkräfte ermöglichen, die unter Verwendung des hinreichend verfügbaren Weichselwassers ein bedeutsames Niederdruck-Kraftwerk darstellen könnten. Insbesondere würde ein Zusammenarbeiten mit den Kraftwerken des geographisch mit Danzig verbundenen Ostpreußens eine vorzügliche Energie-Wirtschaft schaffen. Alsdann könnte auch die Frage einer etwaigen Pumpspeicherung mit künstlichen Becken auf den Höhen vielleicht bei Löblau, in der Nähe vom Lappiner Kraftwerk mit rd. 150 m über dem Meeresspiegel, oder an anderen geeigneten Stellen (z. B. Mariensee mit + 188 m NN bis rd. 250 m NN) spruchreif werden.

Alle Rechte vorbehalten.

Neuere Entwicklungen in den Seehäfen.

Von Dr.-Ing. ehr. **F. W. Otto Schulze** in Danzig-Langfuhr.

Wenn auch bei den äußeren Hafenwerken im Laufe der letzten Jahrzehnte kaum wesentliche Änderungen bemerkbar geworden sind und auch wohl nur eingetreten sind, soweit neuere und vollkommenere Maschinen und bessere Baustoffe die bisherigen Bauweisen beeinflussen, so macht sich im Gegensatze dazu bei den inneren Hafenteilen, den Hafenbecken, den Ufern und den anschließenden Landflächen allerhand Neues bemerkbar, über das ein kurzer, zusammenfassender Überblick wohl verlohnen dürfte.

Naturgemäß erhalten die Hafenbecken der Zunahme der Schiffsgrößen entsprechend größere Breiten und Tiefen. Etwas anderes scheint es dagegen bei der Länge zu sein. Wo der Eisenbahnumschlag eine wesentliche Rolle spielt, dürfte mit einer Beckenlänge von rd. 1,8 bezw. rd. 1,7 km (Bremen Freihafen I und II)[1] die obere Grenze erreicht sein und es im Hinblick auf schnelle Eisenbahnwagenzustellung erwünscht sein, nicht viel weiter als auf die Hälfte dieser Maße zu gehen.[2]

Auch bei den Breiten empfiehlt es sich nicht nur das unbedingt erforderliche Maß zu wählen, sondern mit Rücksicht auf größere Schiffsbreiten und andere mögliche Gruppierungen der See- und Binnenschiffskörper weiter zu gehen.

Bei dem Bau der Ufereinfassungen für große Seeschiffe herrschen die altbewährten Kaimauern vor und nur nach und nach treten an Stellen, wo weniger große Schiffe verkehren, Bollwerke aus Eisenbeton oder aus eisernen Spundwänden auf. Durch die mit ihnen verbundenen, bei größeren Tiefen recht ausgedehnten Verankerungen benachteiligen sie immer recht unangenehm die freie Verfügung über das Hintergelände.

Für die Kaimauern finden nach wie vor die verschiedenartigsten Gründungsweisen Verwendung; als neue Bauweise gewinnt die Anwendung schwimmender Eisenbetonsenkkasten mehr und mehr Anhänger, übrigens auch bei den Molenbauten, da sie durch den fast völligen Fortfall der Unterwasserarbeit eine tadellose Ausführung der Bauten sichert und bei entsprechender Organisation ein schnelles Bauen gestattet. Auch scheint sie für größere Tiefen die gegebene Bauweise zu werden, da es immer schwieriger wird, die große Anzahl genügend starker und langer Pfähle für Pfahlrostgründungen zu beschaffen.

Ein Umstand ist jedoch bei einer Anzahl neuerer Kaimauern bemerkenswert, das ist die vollkommen lotrechte Begrenzungslinie. Sie zeigen z. B. die Königsberger,[3] Bremer Kaimauern[4] u. a. Dadurch wird erreicht, daß bei Anwendung fester oder beweglicher Überwasserfender jede Berührung der Schiffskörper mit den unter Wasser liegenden Teilen der Kaimauern vermieden wird und die Schiffe dichter an die Kaimauern heranrücken. Bei den älteren Mauerformen, die aus statischen Gesichtspunkten etwas nach hinten geneigt sind, ist dies nur schwierig und nicht immer sicher zu erreichen.

Eine mit der Zunahme der Schiffsgrößen nötige vollkommenere Ausbildung der Schiffshalteringe, Poller und Dalben sei nur nebenher erwähnt.

Wendet man sich nun der Ausbildung der durch die Ufereinfassungen begrenzten Landflächen, den Kaiflächen, zu, so ist auch da neben Althergebrachtem manches Neue zu beobachten.

Zur Ausstattung der Kaiflächen gehören der Hauptsache nach Gleise, Straßen, Schuppen und Speicher.

Bei der Gleisausstattung der Kaiflächen ist in den letzten Jahrzehnten eine immer umfangreichere Verwendung von Gleisen bemerkbar. Mehr und mehr bricht sich die Erkenntnis Bahn, daß die Gleisanlagen so vollkommen sein müssen, daß die Zustellung und Abholung der Güterwagen in den Arbeitspausen reibungs- und restlos vor sich gehen kann, daß jedenfalls das, was die Hafeneinrichtungen an Umschlagsmengen ermöglichen, auch durch die Eisenbahn bewältigt werden kann.[5] Hierfür hat sich allmählich eine bestimmte Form der Gleisanordnungen herausgebildet, die sich mehr und mehr einbürgert. Die Gleise einzelner Hafenbecken werden zu Gruppen zusammengefaßt, die von einem zugehörigen Bezirksbahnhof bedient werden, der seinerseits mit dem Haupthafenbahnhof in Verbindung steht. In den Bezirksbahnhöfen laufen die im Hafenbahnhof nach den einzelnen Kais geordneten Züge ein und werden, soweit erforderlich, zunächst in Stumpfgleisen, für die sich vorhandene Zwickel gut benutzen lassen, nach Ladestellen geordnet und nach Abholung der abgefertigten Wagen zugestellt.

Bei dieser Anordnung nehmen die zum Hafen gehörenden Gleise einen bedeutenden Platz ein, alle Bewegungen geschehen über Weichen, gestatten also ganze Wagenreihen zuzustellen bezw. abzuholen. Welch ein Fortschritt gegenüber zahlreichen älteren Häfen, besonders des Auslandes, wo wenige Gleise das Hafengelände durchziehen und mit Drehscheiben einzelne Wagen gewissermaßen tropfenweise an die Verwendungsstellen gelangen lassen.

Selbstredend muß der Umfang der Gleisausstattung der einzelnen Häfen dem Charakter des jeweiligen Hafenverkehrs angepaßt werden. Er wird geringer sein, wo zahlreiche Schiffe auf dem Strom liegen und in Binnenschiffe und Leichter umschlagen, und um so größer werden, je ausschließlicher die Zu- und Abfuhr der Güter durch die Eisenbahnen geschieht. Dem Kundigen verrät die Grundrißgestaltung eines Hafens ohne weiteres, welche Art des Verkehrs überwiegt. Da der Hafen die Umlademaschine zwischen Land- und Seeverkehr ist, so wird sie um so vollkommener arbeiten, je inniger die jeweiligen Hauptlandverkehrswege mit den Seeschiffen in Berührung gebracht werden. Je nach der Örtlichkeit sind dies die Eisenbahngleise, die Landstraßen oder die Binnenschiffverkehrswege, Flüsse oder Kanäle.

Bezüglich der letzteren sei das Bestreben hervorgehoben, die Binnenschiffswege so an die Seehäfen heranzuführen, daß die Binnenschiffe von oben her in die Hafenbecken gelangen und ihren Weg nicht mit denen der Seeschiffe kreuzen. Hieraus ergibt sich von selbst die getrennte Anlage von Binnenschiffshäfen. Beides ist z. B. in Hamburg folgerichtig durchgeführt worden.

Werden, wie oben erwähnt, die zu einem Hafenbecken gehörenden Gleise zu einer Bezirksgruppe vereinigt, so ist es ein leichtes, die Straßen zwischen diesen Gruppen ohne Gleiskreuzungen auf die Mitten der Kaizungen heranzuführen. Sie können dann in üblicher Weise auf Freiladeplätze, auf eingepflasterte Gleisstrecken, auf die Stirnseite der Schuppen oder auch durch besondere Einfahrten in die Schuppen hinein, wie z. B. in Stettin und Bremen, geführt werden.[6] Neuerungen sind hier im wesentlichen bei der Ausgestaltung der einzupflasternden Gleise zu verzeichnen. Zur Querverbindung der Kaigleise zwischen den Schuppen, die bei Feuersgefahr nützlich sein kann, finden vorteilhaft Schiebebühnen Verwendung.

Außer den Verkehrswegen haben die Schuppen und Speicher (Lagerhäuser) sowie ihre mechanische Ausstattung für die Umschlagsleistung jedes Hafens besondere Bedeutung.

Die Erkenntnis, daß der Kaischuppen lediglich der große Sortiertisch ist, auf dem die ankommenden oder abgehenden Güter ausgebreitet werden, damit über sie weiter verfügt werden kann, und nicht etwa als Lagerschuppen benutzt werden darf, wie es an einzelnen Ostseehäfen lange Zeit Gewohnheit war, hat sich jetzt wohl allgemein durchgesetzt. Damit hängt weiter das Bestreben zusammen, die in einem Schiff übereinandergestapelten Waren möglichst auf einer Schiffslänge auszubreiten, und die daraus folgende Notwendigkeit zur Verbreiterung und Verlängerung der Schuppen. Bei ersterer sind Maße von 30 m heute durch solche von 60 bis 75 m ersetzt worden,[7] und bei letzteren sind, um möglichst verschiedenartigen Gruppen von Schiffslängen entsprechen zu können, Längen von 400 m nichts Seltenes mehr. Der moderne Kaischuppen ist gewissermaßen eine ausgedehnte, überdeckte Kaifläche, unter deren Schutz sich der gesamte Kaiverkehr gegen Witterungsunbill und Diebstahl geschützt abspielt, wozu auch an manchen Orten der Eisenbahn- und Wagenverkehr mit unter die Dächer gezogen wird.[8] Dabei ist die Stützenfreiheit der Schuppenfläche von besonderer Bedeutung; während früher etwa 100 m² Schuppenfläche auf eine Stütze entfielen, sind es heute schon 400 m².

In solchen Fällen bleibt naturgemäß der Schuppenfußboden in der allgemeinen Höhe des Geländes, es kommt aber auch vor, daß er geneigt angeordnet wird und landseitig zur Ladebühnenhöhe ansteigt.

Wo der Schuppenboden wagerecht in Ladebühnenhöhe angelegt wird, erfährt die hafenseitige Ladebühne eine besondere Bevorzugung und wird oft 5 m und breiter angelegt. Ob zwischen der Kaikante und der hafenseitigen Ladebühne 1, 2 oder 3 Gleise oder keine angeordnet werden — ein alter Meinungsstreit der Hafenverwaltungen — hängt von der besonderen Zweckbestimmung des Kais und von der allgemeinen Bedeutung des Eisenbahnumschlags für den Hafen ab. In manchen selteneren Fällen werden auch 2 bis 3 Gleise an der Landseite der Schuppen genügen und die Ladebühnen an der Hafenseite bis zur Kaikante durchgeführt werden können.

---

[1]) Jahrbuch d. Hafenbautechn. Gesellschaft 1926.

[2]) W. Cauer, Eisenbahnausrüstung der Häfen, Berlin 1921, Verlag von Julius Springer.

[3]) F. W. Otto Schulze, Seehafenbau, Bd. 2. S. 216 u. 218. Berlin 1913, Wilhelm Ernst & Sohn.

[4]) Jahrbuch d. Hafenbautechn. Gesellschaft 1926, S. 116—119.

[5]) W. Cauer, Eisenbahnausrüstung der Häfen, Berlin 1921, Springer. — A. Hirsch, Zur Eisenbahnausrüstung von Häfen, Verkehrstechnische Woche 1921, S. 211. — G. Fabricius, Bebauungspläne für Seehäfen, Jahrbuch d. Hafenbautechn. Gesellschaft 1922/23, S. 79.

[6]) Fr. Krause, Neue Hafenanlagen in Stettin, Zeitschr. f. Bauwesen 1899, S. 58 u. Atlas, S. 12 bis 14.

[7]) Vergl. Bremen, Jahrbuch d. Hafenbautechn. Gesellschaft 1926, S. 133 u. f.

[8]) Bunnies u. Bolle, Über englische Handels- und Fischereihäfen, „Die Bautechnik" 1929, Heft 15, S. 223 u. f.

Bei dem schnellen Heraus- bezw. Hereinströmen der Güter an der kaiseitigen Schuppenwand ist es wünschenswert, diese technisch so auszubilden, daß dieser Bewegung keine Hindernisse entgegenstehen. Man erreicht dies durch die Verwendung von mehrteiligen Schiebetoren und kann dann die Hälfte bis Zweidrittel der Schuppenfront freimachen. Noch besser wäre es, wenn man auch in Deutschland mehr an die in Amerika gebräuchlichen Jalousietore[9]) herangehen würde, wodurch mit Ausnahme der Binderstützen die ganze Schuppenfront freigemacht werden könnte. Für die Öffnungen der landseitigen Wand genügen meist die im Eisenbahnverkehr bei Güterschuppen üblichen Tore. Aus all diesem geht eindeutig hervor, daß es bei den Kaischuppen im allgemeinen auf eine möglichst ausgebreitete Plattform ankommt, die von allen Seiten zugänglich ist und deren Rente durch eine möglichst häufige Benutzung erzielt wird.

Im Gegensatze hierzu stehen die Lagerhäuser oder Speicher, wo die Güter länger verweilen, bisweilen auch noch besonders behandelt werden.

Am günstigsten werden sie unmittelbar hinter den Kaischuppen und auch in gleicher Länge angeordnet, wie das u. a. in Bremen und Stettin geschehen ist, damit die Wege für das in den Kaischuppen ausgeschiedene Lagergut möglichst kurz ausfallen. Wo jedoch, wie in Hamburg, der größte Teil der Güter in Leichterfahrzeuge (Schuten) umgeschlagen wird, kann auch eine Zusammenfassung des gesamten Lagerwesens getrennt vom Kaibetrieb zweckmäßig und wirtschaftlich sein.

Wegen der Notwendigkeit, den einzelnen Lagerabteilungen genügend Licht und Luft zuzuführen, bleibt im Gegensatze zu den Kaischuppen die Breite der Lagerhäuser meist auf 20 bis 30 m beschränkt. Dagegen wird die Anzahl der Stockwerke, um aus der benutzbaren Bodenfläche eine genügende Rente herauszuholen, erheblich vermehrt. Infolge der starken Vervollkommnung der mechanischen Hebezeuge sind heute acht Stockwerke und mehr wohl möglich.

Die Heranführung der Landverkehrswege an die Speicher hat naturgemäß bei diesen eine noch größere Bedeutung als bei den Kaischuppen.

In der Regel wird zwischen Kaischuppen uud Lagerhaus eine breite Straße angeordnet, während landseitig des Speichers zahlreiche Gleise Platz finden sollten. Unter den zur Verwendung kommenden Baustoffen hat in neuerer Zeit der Eisenbeton eine immer größere Beliebtheit erworben, wodurch auch die erforderliche Feuersicherheit gewährleistet wird.

Bei der Gestaltung der Lagerhäuser wird mehr und mehr den besonderen Anforderungen der jeweiligen Lagergüter durch Sonderbauweisen Rechnung getragen. Überwiegend sind auch heute noch Bodenspeicher wegen ihrer beliebigen Verwendbarkeit für verschiedene Güterarten. Zellenspeicher bleiben auf bestimmte, lagerfeste Waren wie Getreide, Kohle usw. beschränkt. Bisweilen findet man auch eine Vereinigung beider Lagerweisen in einem Gebäude. Die Lagerung von Gefrierfleisch, Eiern, Butter u. a. macht die Ausbildung einzelner Speicher oder Abteilungen zu Kühlhäusern erforderlich.

Während die bisher behandelte klare Trennung zwischen Schuppen und Lagerverkehr für Hafenanlagen mit genügender Ausdehnungsmöglichkeit zweifellos das Empfehlenswerteste ist und nach Möglichkeit erstrebt werden sollte, hat man in neuerer Zeit in Häfen mit beengteren Verhältnissen auch mehrstöckige Kaischuppen angelegt und damit die Frage der Zweckmäßigkeit der ein- oder mehrstöckigen Kaischuppen zum Gegenstande vielfacher Erörterungen gemacht.[10]) Ohne auf die hierüber erschienenen interessanten Abhandlungen näher einzugehen, kann doch festgestellt werden, daß die klare Trennung des Umschlag- und Lagerverkehrs im Hinblick auf die Leistungsfähigkeit die zweckmäßigste Anordnung bleibt. Nur wenn besondere Umstände dazu zwingen, sollte man eine Vermischung beider Verkehrsarten zulassen, die dann immer auf Kosten der Leistungsfähigkeit geschehen wird.

Wohl läßt sich z. B. bei zweistöckigen Schuppen beim Löschen und Laden durch Anordnung einer genügend breiten, oberen, hinter die untere zurücktretenden Ladebühne, auf die die Güter ungehindert abgesetzt oder von der sie aufgenommen werden, der Verkehr mit dem Seeschiff in beiden Stockwerken reibungslos gestalten; sobald es sich dann aber um die Weiterbeförderung der Güter aus dem oberen Stockwerk handelt, ist eine Durchdringung und Störung des Verkehrs von dem unteren Stockwerk nach der Eisenbahn bezw. Straße nicht zu vermeiden. Es wird sich infolgedessen ganz von selbst ergeben, daß man das obere Stockwerk mehr mit Lagergütern belegt. Noch mehr wird dies der Fall sein, wenn noch ein drittes oder viertes Stockwerk hinzukommt. Nicht unbeachtet darf bleiben, daß die Lagerfläche jedes höheren Stockwerks durch das notwendige Zurücktreten der Ladebühne immer kleiner wird und daß ferner die Baukosten eines zweistöckigen Schuppens kaum geringer werden als die von zwei einfachen. Dies liegt daran, daß man bei den gewöhnlichen Kaischuppen auch bei ungünstigem Baugrund in der Regel nur die Umfassungswände und die Bedachung künstlich zu fundieren hat und den Schuppenboden auf das mit einer Sandschicht versehene Gelände legen kann. Ganz anders liegt es bei jedem mehrgeschossigen und auch schon bei den zweistöckigen Schuppen, wo das gesamte Gewicht der oberen Decke nebst ihrer Belastung mit auf die künstlich gegründeten Pfeiler übertragen werden muß, wodurch in der Regel große Mehrkosten entstehen werden, wenn nicht, wie es in Häfen selten der Fall zu sein pflegt, besonders günstiger Baugrund vorhanden ist.

Häufig wird ferner bei zweigeschossigen Schuppen die doch einmal erforderliche künstliche Fundierung durch nur zwei Geschosse nicht genügend ausgenutzt. Bei mehrgeschossigen Schuppen fällt naturgemäß der Vorteil der natürlichen Beleuchtung für die unteren Stockwerke fort.

Ein interessantes Ergebnis der geschilderten neueren Bestrebungen zur Vereinigung von Schuppen und Speicher bildet der soeben vollendete Schuppenspeicher in Stettin,[11]) der außer einem 3,54 m hohen Kellergeschoß ein in Ladebühnenhöhe liegendes 5 m hohes Schuppengeschoß und darüber noch 3 Obergeschosse von 3,10 m Höhe und ein Dachgeschoß von 4 m enthält. Das ganze Gebäude besitzt bei 210 m Länge im Erdgeschoß eine Breite von 40,25 m und ist auf Pfahlrost gegründet.

Eine Trennung von Schuppenverkehr und Lagereibetrieb soll dadurch erreicht werden, daß für jeden Betrieb getrennte mechanische Hebe- und Absetzeinrichtungen geschaffen worden sind.

So sind für den Kaiverkehr 8 Halbtorkrane (Einziehkrane) aufgestellt worden, für den Lagereiverkehr dagegen dienen drei gewaltige fahrbare Dachbrücekn, auf denen elektrische Drehkrane laufen, die das Lagergut auf den wasser- und landseitig angebrachten, aufklappbaren Ladeklappen aufsetzen bezw. von ihnen abnehmen können. An der Kaiseite sind 2 Gleise, an der Landseite jedoch 3 Gleise vorgesehen; von den letzteren sind die beiden äußeren Ladegleise und das mittlere Durchlaufgleis, das am Schuppen gelegene dient dem Schuppenverkehr, das äußere dagegen zur Verladung von Lagergut. Um hierbei den Schuppenverkehr nicht zu behindern, ist zwischen dem äußeren Gleis und der Straße eine 4 m breite Ladebühne errichtet worden, auf die die Dachkrane das Lagergut absetzen, so daß es entweder auf die Eisenbahn oder auf Straßenfuhrwerke umgeschlagen werden kann. Dem Verkehr innerhalb des Gebäudes dienen ferner 4 Haupt- und 2 Nottreppen, sowie 4 Lastaufzüge und 2 Sackrutschen. Das Kellergeschoß ist durch Kellerklappen zugänglich.

Als Veranlassung zu dieser neuartigen Lösung der Schuppen- und Speicherfrage war die Aufgabe anzusehen, auf einem gegebenen Raume möglichst viel Schuppen- und Speicherfläche zu gewinnen.

Wenn auch bei den bisher beschriebenen unbeweglichen Teilen der Seehäfen neuere Richtungen und Entwicklungen nur langsam Platz greifen, so ist doch deutlich erkennbar, daß sie vorhanden sind. Meist haben sie auch gewaltige Kostenaufwendungen im Gefolge, so daß ein zögerndes Vorgehen der Hafenverwaltungen durchaus verständlich ist. Anders ist es jedoch bei den mechanischen Hafeneinrichtungen, wo die Ergebnisse der neuzeitlichen Fördertechnik schneller zur Einführung gelangen, zumal der hier sofort sichtbare unmittelbare Erfolg in der Leistung viel eher zu ihrer Anschaffung verlockt.

Für den Umschlag an der Kaikante vom Seeschiff an Land auf Eisenbahnwagen oder Schuppenbühne und umgekehrt hat der 2 bis 3 Gleise überbrückende, fahrbare Halbtor- oder Ganztorkran eine immer weitergehende Anwendung erfahren. Von dem anfangs hydraulischen Antrieb ist man heutzutage meist zu elektrischer Bewegung übergegangen, obgleich es auch heute noch Betriebsfachleute gibt, die gewisse Vorzüge des hydraulischen Betriebs schätzen und bevorzugen.[12]) In der Ausbildung dieser Torkrane sind besonders in neuerer Zeit wesentliche Fortschritte gemacht worden. Bei den älteren Formen war es ein Übelstand, daß der Ausleger fest war und der Lasthaken nur einen durch die Auslegerweite ein für allemal festgelegten, schmalen Kreisring bedienen konnte. Dieser Umstand machte den Platz innerhalb dieses Kreises für den Kranhaken unerreichbar, so daß der unter den Torgestellen befindliche Platz der Kaiflächen unbenutzbar blieb.[13])

Zur Beseitigung dieses Übelstandes schuf man in Hamburg die sogenannten Doppeltorkrane, bei denen an dem Krangestell eine verschiebliche Fahrbahn angebracht war, an der eine Laufkatze lief. Durch Verdoppelung dieser Einrichtung gelang es sogar, Dreifachtorkrane herzustellen, durch die auf derselben Strecke, wo früher nur ein Hebezeug arbeitete, jetzt drei zum Angriff kamen.

---

[9]) E. Förster, Nordamerikanische Seehafentechnik, Werft, Reederei, Hafen 1925, S. 503 u. f.

[10]) Vergl. E. Förster sowie Bunnies u. Bolle wie oben, ferner H. Brockmann, Über die Möglichkeit wirtschaftlicher Betreibung mehrstöckiger Umschlagschuppen im Hamburger Hafen, Hannover 1927, und A. Bolle, Die Wirtschaftlichkeit eingeschossiger Umschlagschuppen im Hamburger Hafen, Zentralbl. Bauverw. 1929, S. 23.

[11]) Zentralbl. Bauverw. 1929, S. 70. Weiterer Ausbau des Stettiner Hafens.

[12]) P. Sievers, Hydraulische Hebezeuge, Mitteilungen des Hamburger Bezirksvereins deutscher Ingenieure, 1926, Nr. 5.

[13]) Demag-Nachrichten 1928, S. 25; Jahrbuch d. Hafenbautechn. Gesellschaft S. 148.

Die Ausleger der Drehkrane blieben aber weiter fest, wodurch das enge Zusammenrücken mehrerer Krane sehr behindert wurde. Es war z. B. mit diesen Kranen kaum möglich, zwei von ihnen auf eine Schiffsluke arbeiten zu lassen.

Hier schufen die in den letzten Jahren von den deutschen Kranbauanstalten in verschiedener Weise durchgebildeten Wipp- oder Einziehkrane eine vorzügliche Abhilfe. Der Ausleger der Drehkrane wurde beweglich gemacht und dadurch die Möglichkeit gewonnen, die gesamte durch die größte Auslegerweite begrenzte Kreisfläche, soweit sie nicht unter dem Fahrgestell lag, an jeder beliebigen Stelle mit dem Lasthaken zu erreichen. Durch geschickte Konstruktionen gelang es sogar, die Krane so auszubilden, daß der Lastweg während der Einziehbewegung ein wagerechter blieb, so daß infolge der geschickten Anordnung von Gegengewichten für das Einziehen nur geringer Kraftaufwand für Beschleunigungskräfte, Wind- und Reibungswiderstände erforderlich wurde.

In diesen Einziehkranen ist für die Häfen ein Hebegerät geschaffen worden, das allen möglichen Anforderungen entspricht; es gestattet fast doppelt soviel Krane als bisher auf ein Schiff anzusetzen. Auch können diese Krane den festen aufragenden Teilen der Schiffe leichter ausweichen als bisher. Die Wippeinrichtung hat auch besondere Bedeutung für den Wasserumschlag bei den Schwimmkranen.

Für die Bewegung im Kaischuppen war lange Zeit hindurch der altbewährte Stechkarren das einzige Hilfsmittel. Es lag ja nahe, ihn durch Schwebebahnen zu ersetzen, die den ganzen Schuppen und die Ladebühnen überziehen, wie es in einigen amerikanischen Häfen geschehen ist.[14]) Aber da eine solche Anlage fest eingebaut werden muß, führt sie zu einer Einrichtung, die bei bedeutenden Anlagekosten nur verhältnismäßig wenig ausgenutzt werden kann. Bei den Kaikranen spielt dieser Umstand ebenfalls eine Rolle, wird aber durch ihre Fahrbarkeit etwas ausgeglichen. Infolgedessen haben unsere Hafenverwaltungen solchen Anlagen gegenüber eine große Zurückhaltung bewahrt. Dagegen ist durch die Einführung von Elektrokarren gegebenenfalls mit Anhängern die leichtere Bewegung der Güter von den Ladebühnen in den Schuppen und umgekehrt erreicht worden. Die höhere Stapelung der Güter und dadurch die stärkere Ausnutzung der Schuppenfläche ist durch fahrbare Schuppenkrane und auch durch Band- und Sackförderer verschiedener Art bewirkt worden, so daß der Schuppenbetrieb heutzutage ein ganz anderer als zur Zeit der Herrschaft des Stechkarrens geworden ist.

Auf der Landseite der Kaischuppen haben zumeist ebensolche Halb- oder Ganztorkrane wie an der Kaiseite Verwendung gefunden, um die Güter von der Ladebühne in Eisenbahnwagen, auf Straßenfuhrwerke oder vorkommendenfalls auf die Ladeklappen der Speicherstockwerke zu setzen. Wo Schuppen und Speicher hintereinander stehen, lediglich durch mehrere Gleise und eine Straße getrennt, hat man zur Überbrückung dieses Raumes fahrbare wagerechte oder geneigte Brücken vorgeschlagen, auf denen sich Drehkrane oder Laufkatzen bewegen. Durch letztere wird besonders das hinderliche Pendeln der Last am Kranhaken vermieden, wenn die oberen Speicherstockwerke zu bedienen sind.

In den Lagerhäusern spielen nach wie vor die Lastaufzüge in Verbindung mit Elektro- oder anderen Karren das Hauptbewegungsmittel für die Güter. Geeignetenfalls können Sackförderer oder Sackrutschen hinzukommen. Auch Stapelmaschinen können nützlich sein, um größere Stapelhöhen zu erreichen.

Große Fortschritte sind in neuerer Zeit auch bei der Bewegung der Massengüter gemacht worden.[15]) Für Getreide bewähren sich nach wie vor die Becherwerke und Bandförderer, mit denen ganze Lagerhäuser durchzogen werden, so daß es möglich ist, das ankommende Getreide — sei es mit dem See- oder Binnenschiff bzw. mit der Eisenbahn — über selbsttätige Wagen, eine Verteilungsstelle oder auch nach dem Durchlaufen von Reinigungsmaschinen an jede beliebige Stelle des Speichers und umgekehrt zu leiten, ohne daß irgend eine Handarbeit erforderlich wird. In ähnlicher Weise arbeiten auch die Saugluft-(pneumatischen) Anlagen, die das Getreide mit zahlreichen Rüsseln aus den Seeschiffen aufsaugen und in geschlossenen Rohrleitungen bis an den Bestimmungsort führen, so daß es vor jedem unrechtmäßigen Zugriff gesichert ist. Hierfür sind z. B. in Bremen nnd in Genua besondere Landungsbrücken angelegt worden.[16])

Beide Förderarten haben auch in zahlreichen Ausführungen bei der Herstellung schwimmender Getreideheber für den Umschlag von Seeschiff zu Binnenschiff und umgekehrt Verwendung gefunden.

Für den Kohle- und Erzumschlag sind besondere fahrbare Verladebrücken mit Laufkatzen oder Drehkranen zur Bestreichung großer Lagerflächen angewendet worden, wobei die Greifer für immer größere Lasten und auch sonst vervollkommnet wurden. Ebenso sind immer neue Kohlenkipper herausgebildet worden; von dem einfachen Schwerkraftkipper bis zu dem Aufzug-, Schwing- oder Drehscheibenkipper ist ein erheblicher Weg zurückgelegt worden. Immer dringt das Bestreben hervor, der Kohle bei dem Umladen eine möglichste Schonung angedeihen zu lassen, wozu zwischengeschaltete Füllrumpf- und Teleskoprohre beitragen. Bei einer der neuesten Ausführungen in Danzig wird die Kohle durch Kipper in besondere Taschen geschüttet, von deren Boden sie auf Förderbänder gleitet, die in geneigter Richtung zum Kai emporsteigen und ihre Füllung an gleichlaufend mit dem Kai auf Stützen geführte Förderbänder abgeben, von denen es an beliebigen Stellen abgenommen und mit Hilfe von Förderbändern und Teleskoprohren in die Seeschiffe gleiten kann. Ein Vorteil dieser Einrichtung kann darin erblickt werden, daß die Kohle gut geschont wird und daß die Sammeltaschen eine gewisse Unabhängigkeit von der Zustellung der Eisenbahnwagen bewirken. Einem ähnlichen Ausgleichzweck dienen neuerdings bei Verladebrücken fahrbare, ein Gleis überbrückende Füllrümpfe, die ohne Unterbrechung durch Greifer mit Erz oder Kohle gefüllt werden und ihren Inhalt in daruntergefahrene Eisenbahnwagen abgeben.[17])

Aus vorstehendem erhellt zur Genüge, wie lebhaft die Entwicklung des Förderwesens in den Seehäfen in den letzten Jahren gewesen ist. Immer mehr wird danach gestrebt, die Umschlagzeiten durch mechanische Einrichtungen abzukürzen und dadurch den Aufenthalt der Schiffe im Hafen zu verringern, getreu dem alten Grundsatze: „Ein Schiff verdient nur, wenn es fährt!“

Im weiteren Sinne gehören zu den Seehäfen auch die zur Sicherheit der Schiffahrt bei Tage, Nacht und Nebel dienenden Seezeichen. Auf ihre neuere Entwicklung sei hier nur kurz hingewiesen.[18])

Durch die Einführung des Flüssiggases und des elektrischen Glühlichtes konnte die Lichtstärke der Leuchtfeuer erhöht werden, wobei für die elektrischen Feuer die Erfindung einer selbsttätigen Umschaltvorrichtung von Bedeutung war, die im Falle einer Stromunterbrechung eine Flüssiggasglühlampe an die Stelle der Glühbirne führt. Für die Orientierung bei Nebel wurden die in der Luft und unter Wasser abgegebenen Signale durch Einführung der elektrischen Membransender bedeutend verbessert, noch mehr gelang dies aber durch die Einführung der Funknebelsignale, die den mit Bordfunkpeilern ausgerüsteten Schiffen nicht nur die Richtungsbestimmung, sondern auch in Verbindung mit gleichzeitig von derselben Stelle ausgehenden Unterwasserschallsignalen in einfachster Weise die Abstandsbestimmung von der signalgebenden Stelle ermöglicht.[19])

[14]) E. Foerster, Nordamerikanische Seehafentechnik, Werft, Reederei, Hafen 1925, S. 742; sowie Elektro-Schwebebahn in Montevideo, Demag-Katalog „Der Hafen“, S. 176 u. f.

[15]) Petzel-Behrends, Der Bau der Umschlaganlage für Kali in Harburg-Wilhelmsburg, „Die Bautechnik“ 1928, S. 595, und „Beton u. Eisen“ 1929, Heft 8.

[16]) Getreideanlage in Bremen, Jahrbuch d. Hafenbautechn. Gesellschaft 1926, S. 151.

[17]) Buhle, Neuerungen im Bau von deutschen Umschlaganlagen, „Die Bautechnik“ 1924, S. 125.

[18]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1929, S. 63 u. S. 272.

[19]) Jahrbuch d. Gesellschaft f. Bauingenieurwesen 1928.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Schwebelift, eine neue Bauweise von Luftseilbahnen.

Von Prof. **Richard Petersen**, Danzig.

Seit 1921 habe ich an der Technischen Hochschule Danzig eine Reihe von Modellversuchen durchgeführt, aus denen sich eine neue Bauweise von Luftseilbahnen ergeben hat.

Meine Arbeiten wurden unterstützt durch die Notgemeinschaft der Deutschen Wissenschaft, die Gesellschaft der Freunde der Technischen Hochschule Danzig, den Eisenbauverband, die Siemens-Bauunion, die Siemens-Schuckertwerke, die E. A. vormals Schuckert & Co. und den Senat der Freien Stadt Danzig. Für diese Unterstützung schulde ich um so größeren Dank, als sich von vornherein nicht beurteilen ließ, ob bei den Versuchen etwas Nützliches herauskommen würde.

Im folgenden sollen nur die wesentlichen Ergebnisse mitgeteilt werden. Rückwärts betrachtet, sieht die Sache einfach aus, vorwärts war der Weg recht mühselig und mit manchen Fehlgängen verbunden.

Bekanntlich sind die Luftseilbahnen, wie sie namentlich in Deutschland durch die Firmen Bleichert, Pohlig, Heckel entwickelt wurden, ein ganz ausgezeichnetes Fördermittel. Große Leistungsfähigkeit und Betriebsicherheit bei niedrigen Anlagekosten und billigem Betrieb zeichnen insbesondere die Lastenförderbahnen für Kohlen, Erze und dergleichen aus. Ihnen ist eigentümlich, daß die zu fördernden Lasten auf viele kleine Ladungen verteilt werden, die einander in kurzen Abständen folgen.

Die Bahn ist ein über Stützen durch die Luft geführtes straff gespanntes Tragseil, eins für die Hinfahrt, eins für die Rückfahrt, auf dem die Räder der hängenden Fahrzeuge laufen. An den Enden der Bahn sind in der Regel mit Weichen feste schleifenförmige Gleise abgezweigt, die auf der einen Seite zur Ladestelle, auf der andern Seite zur Entladestelle führen. Die Fahrzeuge werden mit einer Klemme an ein gleichmäßig umlaufendes Zugseil angeklemmt, wenn sie von der Ladestelle auf das Tragseil übergehen. Die Klemme wird gelöst, wenn die Fahrzeuge am anderen Ende der Bahn das Tragseil verlassen.

Das Gewicht des beladenen Fahrzeuges erreicht bei zweirädrigem Laufwerk $\approx 1{,}4$ t, bei vierrädrigem Laufwerk $\approx 2{,}5$ t.

Derartige Luftseilbahnen für Lastenförderung sind in großer Zahl in Betrieb und besonders wertvoll in schwierigem Gelände, in dem die gewöhnlichen Bauweisen der Eisenbahnen unausführbar sind. Auch für den Personenverkehr im Gebirge hat sich die Luftseilbahn gut bewährt. Die neuere Entwicklung ist besonders durch die Firma Bleichert in Verbindung mit Zuegg gefördert worden (Meran—Hafling, Zugspitzbahn, Kreuzeckbahn usw.). Die größten Spannweiten überschreiten 1000 m beträchtlich.

Für bestimmte Geländeverhältnisse und gewisse Verkehrsgrößen ist die Luftseilbahn unübertroffen. Ihr Anwendungsgebiet wird hinsichtlich der zulässigen Nutzlasten und Spannweiten durch den Schwebelift erweitert werden.

Die bisherigen Personenluftseilbahnen unterscheiden sich bereits grundsätzlich von den Lastenluftseilbahnen. Bei den Lastenbahnen liegt ein besonderer Vorteil darin, daß die Ladung auf viele kleine Fahrzeuge verteilt wird, die in gewissem Abstande hintereinander her fahren. Dieser Umlaufbetrieb ist aber bisher für Personenluftseilbahnen von den Aufsichtsbehörden nicht zugelassen worden. Eine erste Ausführung ist allerdings bei der geplanten Schauinslandbahn im südlichen Schwarzwald bei Freiburg nach den Vorschlägen der Firma Heckel beabsichtigt.

Die Bedenken der Aufsichtsbehörden richteten sich gegen die Lösbarkeit der Klemme, die das Fahrzeug mit dem Zugseil verbindet. Die Verbindung erschien den Behörden namentlich bei steiler Neigung der Bahn nicht genügend zuverlässig. Sie forderten eine unlösbare Verbindung zwischen Fahrzeug und Zugseil. Damit wird aber der Umlaufbetrieb, der den Lastenbahnen eigen ist, für die Personenbahn unmöglich. Denn man kann nicht immer nach etwa 100 m Fahrt die ganze Anlage stillsetzen, um einige Fahrgäste aufzunehmen oder abzusetzen. Beim Umlaufbetrieb besteht ferner eine große Schwierigkeit, die sonstigen Sicherheitseinrichtungen, die beim Personenverkehr nötig sind, zweckmäßig auszubilden, wie Rubin ausführlich dargelegt hat[1]).

Bei den bisher ausgeführten Personenbahnen befindet sich auf jedem der beiden Stränge ein Fahrzeug. Ein umlaufendes Zugseil verbindet die Fahrzeuge miteinander und mit der Antriebmaschine. Die Fahrzeuge werden mit dem Zugseil zwischen den Endhaltestellen im Pendelbetrieb hin und her bewegt und fahren nicht um die Endhaltestellen herum. Statt vieler kleiner und leichter Fahrzeuge tritt nunmehr auf jedem Strang ein größeres und schwereres Fahrzeug.

Leider kann das Gewicht und damit der Fassungsraum des Fahrzeuges nicht beliebig vergrößert werden.

Die Bahn Meran—Hafling hatte bei etwa 1700 m größter Spannweite Fahrzeuge für etwa 10 Fahrgäste, also für etwa 0,8 t Nutzlast, 0,9 t Leergewicht und etwa 1,7 t Vollgewicht.

Die Zugspitzbahn hat bei rd. 1200 m Spannweite Fahrzeuge für 20 Personen, also 1,6 t Nutzlast, 1,1 t Leergewicht, rd. 2,7 t Vollgewicht. Die Fahrtdauer beträgt 20 Minuten. In der Stunde können also 60 Fahrgäste in jeder Richtung befördert werden.

Die Kreuzeckbahn hat Wagen für 25 Personen, also rd. 2,0 t Nutzlast bei 1,25 t Leergewicht und rd. 3,25 t Vollgewicht.

Einer weiteren nennenswerten Steigerung der Nutzlast bezw. des Fahrzeuggewichtes stehen bei der bisherigen Bauweise der Luftseilbahnen große Schwierigkeiten entgegen, da man den Querschnitt des Tragseils nicht beliebig vergrößern kann. Jedenfalls erscheint die 5- bis 10fache Last für absehbare Zeit bei den bisherigen Bauweisen ausgeschlossen.

Der Schwebelift bietet die Möglichkeit, derartige Lasten aufzunehmen.

Die Beschränkung des Fahrzeuggewichtes bei der bisherigen Luftseilbahn ist begründet in den Biegungsspannungen des Tragseils, die unter den kleinen Rädern des Fahrzeuges und über den Auflagern der Zwischenstützen auftreten. Bei den Lastenbahnen hatte man bereits aus der Erfahrung die Erkenntnis gewonnen, daß straff gespannte Tragseile größere Lebensdauer zeigten als lose gespannte.

Aus dieser Erfahrung hatte man die Regel abgeleitet, daß man die Tragseile mindestens mit einer Kraft gleich dem 20fachen des Fahrzeuggewichtes anspannen müsse, um große Lebensdauer der Tragseile zu erhalten.

Die Fahrzeuge hatten zwei Laufräder. Die Seilkraft wurde also mindestens gleich dem 40fachen des Raddruckes.

[1]) Z. d. V. d. I. 1926, S. 1758.

Inzwischen ist die theoretische Erkenntnis um ein beträchtliches gefördert worden durch die grundlegenden Versuche und Arbeiten von Benoit[2]) und Woernle[3]) über die Biegungsspannungen in Drahtseilen. Sie wiesen nach, daß darüber völlig irrige Auffassungen in der Fachwelt bestanden hätten und daß insbesondere durch das Flechten der Drähte zum Seil keine Verringerung ihrer Biegungsspannung eintritt. Immerhin führten diese Arbeiten zum Schluß, daß man den Seilen wesentlich größere Zugspannungen, als bisher von den Behörden genehmigt waren, zumuten könne und daß dies sogar bei angemessener Verkleinerung der Biegungsspannung zweckmäßig sei.

Diese Arbeiten brachten die theoretische Erklärung für das bereits genannte Erfahrungsergebnis über ein günstiges Verhältnis zwischen Seilkraft und Fahrzeuggewicht.

Zuegg[4]) und der Firma Bleichert gebühren das Verdienst, aus den wissenschaftlichen Arbeiten von Benoit und Woernle die erste praktische Anwendung bei der Bahn Meran—Hafling gezogen zu haben. Die folgenden kühnen Bahnbauten der Firma Bleichert zeigen die weitere Auswertung dieser neuen Erkenntnis.

Eine Vergrößerung des Wagengewichts wurde möglich durch Vermehrung der Räder. Die neueren Personenluftseilbahnen haben acht hintereinander laufende Räder, die durch Wagebalken miteinander so verbunden sind, daß die Raddrücke gleich groß werden.

Für Personenluftseilbahnen begrenzen die österreichischen Behörden den Raddruck neuerdings auf $^1/_{70}$ der Seilkraft, die bayerischen Behörden auf $^1/_{100}$. Ausreichen dürfte in manchen Fällen wohl $^1/_{50}$, auch wenn man der Ansicht beipflichtet, daß bei Personenbahnen schärfere Forderungen zu stellen sind als bei Lastenbahnen. Erfahrungsgemäß kommen Drahtbrüche in den Tragseilen weniger auf der freien Strecke als vielmehr in der Nähe von Zwischenstützen vor an Stellen, wo die Zugspannung der Tragseile nicht den Größtwert erreicht.

Im folgenden sei:

V = Raddruck des Fahrzeuges,

S = Seilkraft des Tragseils,

(1) $q = \dfrac{V}{S}$ oder $V = q \cdot S$,

ϱ = Krümmungshalbmesser des Tragseils unter dem Rade des Fahrzeuges,

δ = Dicke der Drähte, aus denen das Tragseil geflochten ist,

E = Elastizitätsmaß ≈ 2150 t/cm²,

σ_z = Zugspannung der Drähte des Tragseils in t/cm²,

so ist angenähert (umgeformt aus der grundlegenden Arbeit von Isaachsen)[5])

$$(2) \qquad \frac{2\varrho}{\delta} = \frac{1}{q}\sqrt{\frac{E}{\sigma_z}}\,.$$

Die Drähte (Tiegelgußstahl) haben eine Bruchfestigkeit von etwa 12 bis 18 t/cm².

Der Krümmungshalbmesser ϱ des Tragseiles unter dem Raddruck V berechnet sich nach Tafel 1.

Tafel 1.

	$\sigma_z =$	1	2	3	4	5	6	t/cm²
$q = \frac{1}{100}$	$\frac{2\varrho}{\delta} =$	4640	3280	2680	2320	2070	1895	
$\frac{1}{70}$		3240	2295	1875	1625	1450	1325	
$\frac{1}{50}$		2320	1640	1340	1160	1035	945	
$\frac{1}{40}$		1855	1310	1070	930	830	760	

Für $\delta = 1$ mm beispielsweise geben diese Zahlen den Durchmesser in mm an, den die Laufräder haben müßten, wenn das Seil sich dem Rade anschmiegen sollte. In Wirklichkeit haben die Tragseile größere Drahtdicken. Danach ist es unmöglich, den Rädern solche Durchmesser zu geben, daß die Tragseile sich an der Laststelle den Rädern anschmiegen.

Die Biegungsspannung σ_b der Drähte des Tragseils unter dem Rade des Fahrzeuges wird (umgeformt aus den Arbeiten von Isaachsen und Woernle)[6])

$$(3) \qquad \sigma_b = q\sqrt{E \cdot \sigma_z}\,.$$

[2]) Benoit und Woernle, Die Drahtseilfrage. Karlsruhe 1915. Verlag Gutsch.

[3]) Woernle, Zur Beurteilung der Drahtseilschwebebahnen für Personenbeförderung, Habilitationsschrift. Berlin 1913. Verlag Krayn.

[4]) Rubin, Personenseilschwebebahnen, Bauart Bleichert-Zuegg, mit besonderer Berücksichtigung der Zugspitzbahn. Z. d. V. d. I. 1926, S. 1755 u. f.

[5]) Isaachsen, Z. d. V. d. I. 1907, S. 655 u. f.

[6]) Woernle, Zur Beurteilung . . ., S. 49.

Hieraus ergeben sich die Werte der Tafel 2.

Tafel 2.

	$\sigma_z =$	1	2	3	4	5	6	t/cm²
$q = \frac{1}{100}$	$\sigma_b =$	0,46	0,66	0,81	0,93	1,04	1,14	t/cm²
$\frac{1}{70}$		0,66	0,94	1,15	1,33	1,48	1,62	„
$\frac{1}{50}$		0,93	1,31	1,61	1,86	2,07	2,27	„
$\frac{1}{40}$		1,16	1,64	2,01	2,32	2,59	2,84	„

Die Biegungsspannung der Drähte im Seil ist somit unabhängig vom Drahtdurchmesser, sie würde also auch nicht größer sein, wenn an Stelle des Seiles ein voller Rundstab träte. Dagegen wächst der Krümmungshalbmesser des Seiles unter dem Rade mit abnehmender Drahtdicke. Das ist wichtig für die später aus Tafel 4 zu ziehenden Folgerungen.

Für Personenseilbahnen kommt der umrahmte Teil der Tafel 2 in Betracht.

Diese Zahlen gelten nur angenähert insofern, als Voraussetzung für Gl. 3 war, daß die Last gleichmäßig auf alle Drähte der Seile verteilt wird und daß die Drähte reibungslos nebeneinander liegen. In Wirklichkeit treten noch erhebliche Reibungsspannungen hinzu. Die Biegungsspannung nimmt aber seitlich der Laststelle schnell ab und ist beim nächsten Rade bereits verschwunden, so daß in den Seilen durch mehrere Räder keine Überlagerung der Biegungsspannungen auftritt.

Bei einer Bruchfestigkeit der Drähte von mindestens 16 t/cm² kann man demnach die Seile bei Personenseilbahnen unbedenklich mit einer Zugspannung $\sigma_z \approx 4$ t/cm² beanspruchen, wenn die rechnerische Biegungsspannung (Grundspannung nach Tafel 2)

$$\sigma_b \approx 1{,}5 \text{ t/cm}^2$$

nicht erheblich überschreitet.

Bei den ausgeführten Lastenbahnen sind die Spannungen nicht unbeträchtlich größer. Immerhin sind die Zahlen der Tafel 2 für die Biegungsspannungen nur als Anhalt für ihre Größenordnung anzusehen. Häufig verzichtet man darauf, sie anzugeben, vorausgesetzt, daß das Verhältnis

$$q = \frac{V}{S}$$

hinreichend klein angenommen wird.

Früher schrieb man für die zulässige Zugspannung $^1/_{10}$ der Bruchspannung des Drahtes vor, ohne die Biegungsspannung überhaupt zu berücksichtigen. Das führte dann aber leicht zu gewaltigen Täuschungen über die tatsächliche Sicherheit, wie beispielsweise Woernle betreffs des Wetterhornaufzuges nachgewiesen hat.[7])

Die Tragseile der Lastenluftseilbahnen sind in der Regel mit $\frac{1}{3{,}5}$ bis mindestens $\frac{1}{4{,}5}$ der rechnungsmäßigen Bruchlast gespannt. Rubin empfiehlt[8]) auch bei Personenluftseilbahnen $\frac{1}{3{,}5}$, also bei einer Bruchspannung von 16,5 t/cm² $\sigma_z \approx 4{,}7$ t/cm² zu nehmen.

Für die neueren Personenluftseilbahnen ist jedenfalls der Gesichtspunkt wesentlich, daß man eine hohe Zugspannung zuläßt unter der Voraussetzung, daß die Biegungsspannung hinreichend herabgemindert wird.

Nimmt man nun beispielsweise für den folgenden Vergleich zugunsten der Luftseilbahn

$$q = \frac{V}{S} \leqq \frac{1}{50}$$

an und hängt das Fahrzeug an acht Räder, so darf das Fahrzeuggewicht

$$= \frac{8}{50} \leqq \frac{1}{6}$$

der Seilkraft sein.

Das ist in Abb. 1 für die übliche Luftseilbahn dargestellt. Abb. 1 zeigt die Seitenansicht des Fahrzeuges auf dem Tragseil und darunter den zugehörigen Kräfteplan. Darin ist

$$H \approx S \approx 6\,P.$$

H = Polweite des Kräfteplanes,
S = Seilkraft des Tragseils,
P = Gewicht des Fahrzeuges.

Der Durchhang der Seile ist klein und beträgt, abgesehen vom Eigengewicht des Tragseils, rd. $^1/_{24}$ der Spannweite.

Abb. 2 zeigt dagegen den Schwebelift. Über zwei Stützscheiben ist ein Seil geschlungen. Die Enden des Seiles sind gelenkig miteinander verbunden. In das Seilgelenk ist das Fahrzeug gelenkig eingehängt.

[7]) Woernle, Zur Beurteilung . . ., S. 56.
[8]) Z. d. V. d. I. 1926, S. 1755.

Durch Antrieb einer der Scheiben wird das Seil mit dem Fahrzeug zwischen den Endstellungen hin und her bewegt. An der Laststelle des Seiles treten demnach Biegungsspannungen nicht auf. Daher ist der Durchhang nur durch die Geländegestaltung beschränkt.

Bezeichnet man

f = Durchhang des Seiles,
l = Stützweite des Seiles,

so ist bekanntlich das Produkt Hf = konstant = M gleich dem Angriffsmoment eines einfachen Balkens von der Stützweite l, der in der Mitte mit P belastet ist.

$$M = \frac{Pl}{4},$$

also wird

$$\frac{H}{P} = \frac{l}{4f}. \tag{4}$$

Demnach ergibt sich:

Tafel 3.

Für $\frac{f}{l} =$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{10}$		$\frac{1}{24}$	$\frac{1}{48}$
wird $\frac{H}{P} =$	1,0	1,25	1,50	2,0	2,5		6,0	12,0
und $\frac{S}{P} =$	1,12	1,35	1,58	2,06	2,55		6,02	12,0
Kennzeichnend für	Schwebelift						Luftseilbahn	
						mit $q =$	$\frac{1}{50}$	$\frac{1}{100}$

Dies gilt bei gleicher Höhenlage der Stützpunkte. Bei stark geneigter Bahn wird $\frac{S}{P}$ entsprechend größer.

Bei der üblichen Luftseilbahn ist, abgesehen von dem Einfluß des Eigengewichts des Seiles, günstigenfalls

$$\frac{f}{l} \approx \frac{1}{24} \quad \text{und} \quad \frac{S}{P} \approx 6.$$

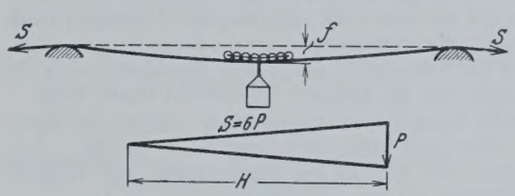


Abb. 1. Luftseilbahn.

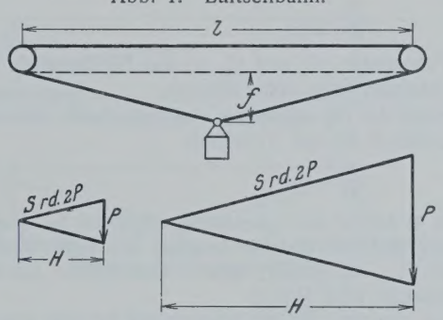


Abb. 2. Schwebelift.

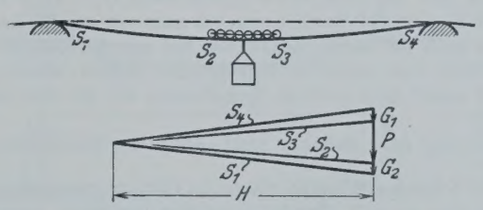


Abb. 3. Luftseilbahn.

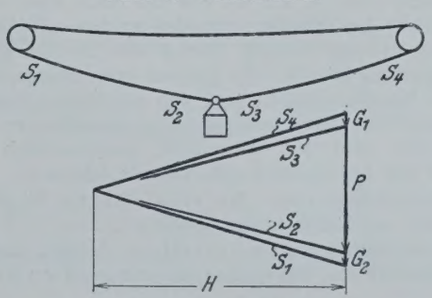


Abb. 4. Schwebelift.

Abb. 1 bis 4. Kräftepläne.

Beim Schwebelift dagegen, beispielsweise bei

$\frac{f}{l} \approx \frac{1}{8}$ wird $\frac{S}{P} \approx 2$.

Das heißt, das gleiche Fahrzeuggewicht erfordert beim Schwebelift bei $^1/_8$ Durchhang nur $^1/_3$ des Seilquerschnitts der gewöhnlichen Luftseilbahn, oder bei gleichem Seilquerschnitt trägt der Schwebelift bei $^1/_8$ Durchhang die dreifache Last.

In Abb. 2 sind die Kräftepläne für $\frac{f}{l} = \frac{1}{8}$ gezeichnet, links bei gleicher Last, rechts bei gleichem Seilquerschnitt wie in Abb. 1.

Bei $^1/_4$ Durchhang erfordert der Schwebelift $^1/_6$ des Seilquerschnitts der Luftseilbahn bezw. trägt bei gleichem Seilquerschnitt die 6fache Last.

In der Regel wird man beim Schwebelift ein Verhältnis

$\frac{f}{l} \approx \frac{1}{4}$ bis $\frac{1}{8}$

anstreben.

Ein weiteres kommt noch hinzu. Beim Schwebelift kann man ohne Schwierigkeiten statt eines Seiles mehrere

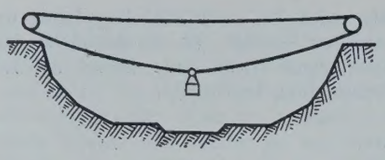


Abb. 5.
Schwebelift als Talüberbrückung.

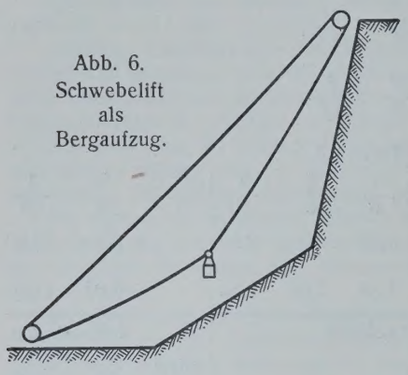


Abb. 6.
Schwebelift
als
Bergaufzug.

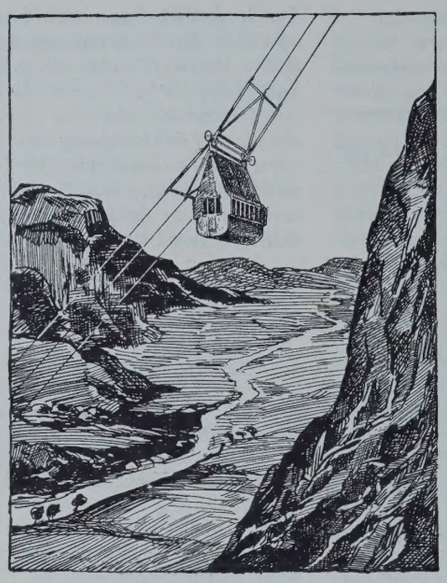


Abb. 7. Fahrzeug des Schwebeliftes.

Seile nebeneinander legen. Bei der bisherigen Luftseilbahn hat man zwar auch wiederholt versucht, mehrere Tragseile anzuwenden (z. B. Kohlerer-Bergbahn bei Bozen). Man ist davon aber wieder abgekommen, da eine einwandfreie Lösung große Schwierigkeiten macht. Die neueren Personenluftseilbahnen sind mit nur einem Tragseil angelegt worden.

Mit der Zahl der Seile vergrößert sich aber im gleichen Verhältnis die zulässige Last, mit der Vergrößerung des Durchhanges wächst ebenso im gleichen Verhältnis die zulässige Last, oder umgekehrt verkleinert sich im gleichen Verhältnis der Seilquerschnitt.

Das bedeutet, daß der Schwebelift bei großem Durchhang etwa die 10fache Last im Vergleich mit der üblichen Luftseilbahn tragen kann.

Das gilt zunächst für kleinere Spannweiten (einige 100 m), bei denen das Eigengewicht der Seile noch keine Rolle spielt.

Abb. 3 zeigt sodann den Einfluß des Eigengewichts des Tragseils bei der üblichen Luftseilbahn für das Verhältnis

$$\frac{S}{P} = 6.$$

P ist das Gewicht des Fahrzeuges, G_1 und G_2 ist das Eigengewicht der beiden Seilabschnitte rechts und links von Fahrzeug.

Abb. 4 zeigt den Einfluß des Eigengewichts der Seile beim Schwebelift bei gleichem Seilquerschnitt für ein Verhältnis

$$\frac{S}{P} = 2.$$

Nun denke man sich in Abb. 3 die Spannweite vergrößert bei gleichbleibendem Seilquerschnitt und bei gleicher Neigung der Seile an den Endpunkten. Dann wird $G_1 + G_2$ größer, und P muß kleiner werden. Bei einer gewissen Spannweite wird $P = 0$.

Dasselbe mache man für die gleiche Spannweite in Abb. 4 beim Schwebelift. Setzt man hier an Stelle $G_1 + G_2$ das Maß $G_1 + G_2 + P$ aus Abb. 3 hinein, so sieht man, daß der Schwebelift noch ein erhebliches Fahrzeuggewicht tragen kann bei einer Spannweite, bei der die Tragseile der bisherigen Luftseilbahn nur noch ihr Eigengewicht tragen würden. Der Schwebelift erlaubt somit auch größere Spannweiten als die übliche Luftseilbahn.

Die nützliche Grenze liegt etwa zwischen 1500 und 2000 m Spannweite.

Anwendung wird der Schwebelift finden einmal im Gebirge, namentlich im Hochgebirge, sei es, daß es sich um die Überbrückung eines scharf eingerissenen Tales handelt (Abb. 5), sei es, daß ein hoch über einer Steilwand liegender Punkt mit der Talsohle verbunden werden soll (Abb. 6 u. 7). Erforderlich ist nur, daß das Gelände einen großen Durchhang der Seile zwischen den Stützpunkten erlaubt. Ein anderes Anwendungsgebiet ergibt sich im Flachlande bei der Überbrückung von schiffbaren Wasserstraßen, namentlich der von Seeschiffen befahrenen Strommündungen und von Hafenanlagen. Endlich wird der Schwebelift voraussichtlich als Kabelkran auf Baustellen und Lagerplätzen gute Dienste leisten.

Über die ersten Versuchsergebnisse des eingleisigen Schwebeliftes mit einer Spannweite ist bereits früher berichtet[9]).

Die weiteren Versuche führten zur zweigleisigen Anlage, sodann zur Ausbildung der Zwischenstützen, um mehrere Spannweiten hintereinander zu legen. Damit ist die Möglichkeit gegeben, zweigleisige Bergbahnen von mehreren Kilometern Länge zu bauen.

Bei den Versuchen zeigte sich als letzte und ernsteste Schwierigkeit, daß die Fahrzeuge Schwingungen machten, die durch Resonanz eine unzulässige Größe erreichen konnten. Die Verhinderung solcher Schwingungen ist natürlich Voraussetzung für einen einwandfreien Betrieb und ist gelungen.

Die Seile werden beim Schwebelift mit dem Fahrzeug bewegt. Sie laufen an den Enden der Bahn über Seilscheiben. Hier treten in den Seilen Biegungsspannungen auf. Unter den gleichen Voraussetzungen, die bezüglich der Gültigkeit von Tafel 2 gemacht sind, berechnet sich die Biegungsspannung σ_b der Drähte des Seiles über der Seilscheibe nach Reuleaux zu

$$\sigma_b = \frac{\delta}{D} \cdot E. \tag{5}$$

δ = Drahtstärke
D = Scheibendurchmesser
E = Elastizitätsmaß ≈ 2150 t/cm².

Daraus ergibt sich Tafel 4.

In dem Schrifttum findet sich noch vielfach die rechte Seite der Gl. 5 mit einem Wert $C < 1$ multiplizlert.

Diese von Bach stammende Annahme, daß das Seil geringere Biegungsspannung erleide als der Draht, ist, wie Benoit nachgewiesen hat, volkommen irrig.

Tafel 4.

Für $\frac{\delta}{D} = \frac{1}{200}$ wird	$\sigma_b = 10{,}8$ t/cm²
$\frac{1}{500}$	4,3 „
$\frac{1}{1000}$	2,15 „
$\frac{1}{1500}$	1,43 „
$\frac{1}{2000}$	1,08 „

Aus dem Betrieb von Bergwerksförderanlagen hatte man die Erfahrungsregel abgeleitet, daß man den Seilscheibendurchmesser mindestens gleich dem 1000fachen der Drahtdicke und dem 100fachen der Seildicke nehmen müsse, um eine genügende Lebensdauer der Seile zu erreichen. Ein Vergleich mit Tafel 2 lehrt, daß man den Seilscheibendurchmesser bei Personenförderung besser nicht unter dem 1500fachen der Drahtdicke wählt, wenn man eine hohe Zugspannung anwenden will.

Aus den Biegungsversuchen von Benoit ergab sich beispielsweise, daß ein unverseilter Draht von 1 mm Durchm. mit einer Bruchfestigkeit von 16,5 bis 18 t/cm² mit $E = 2007$ t/cm², der über eine Scheibe von 241 mm Durchm. gebogen wurde, bei einer Zugspannung $\sigma_z = 2$ t/cm², nach 3,7 Millionen Biegungswechseln noch nicht gebrochen war[10]). (Ein Biegungswechsel = Auflaufen auf die Scheibe aus dem geraden Strang und Ablaufen von der Scheibe in den geraden Strang.)

Da also die Elastizitätsgrenze hierbei noch nicht überschritten war, ist die Biegungsspannung

$$\sigma_b = \frac{\delta}{D} \cdot E = \frac{1}{241} \cdot 2007 \approx 8{,}3 \text{ t/cm}^2$$

und die Gesamtspannung

$$\sigma = \sigma_z + \sigma_b = 2{,}0 + 8{,}3 \approx 10{,}3 \text{ t/cm}^2.$$

Bei $\sigma_z = 4$ t/cm² und einem Scheibendurchmesser = 210 mm war der Draht nach 422000 Biegungswechseln noch nicht gebrochen, dabei ist

$$\sigma = \sigma_z + \sigma_b = 4{,}0 + 9{,}6 \approx 13{,}6 \text{ t/cm}^2.$$

Diese Zahlen liegen hoch über den im Eisenbrückenbau gebräuchlichen und zeigen, daß das Drahtmaterial von vorzüglicher Güte ist und seine Proportionalitätsgrenze nicht weit von der Bruchgrenze entfernt ist.

Durch das Verflechten der Drähte zu Litzen und der Litzen zum Seil erhalten die Drähte erhebliche Vorspannungen. Bei der Biegung der Seile scheuern die Drähte und Litzen aufeinander unter einem Druck, der mit wachsendem σ_z zunimmt, beim Auflaufen auf die Seilscheiben sind die Flächendrücke groß.

Alles dies zusammengenommen hat zur Folge, daß im Seil erhebliche Nebenspannungen entstehen und daß infolgedessen die zulässige rechnungsmäßige Biegungsspannung des Drahtes im Seil mit zunehmender Verflechtung und zunehmendem σ_z erheblich herabgesetzt werden muß. Die Versuche von Benoit lassen einen gesetzmäßigen Verlauf erkennen,

[9]) R. Petersen, Schwebelift und Schwebefähre. „Verkehrstechnik" 1922, H. 31. Abb. 7 ist dieser Veröffentlichung entnommen.

[10]) Benoit, Die Drahtseilfrage, S. 98 u. f.

erlauben aber noch nicht, allgemein gültige Schlußfolgerungen ziffernmäßig festzulegen.

Aus den Erfahrungen, die mit Förderseilen und Zugseilen von Seilbahnen gemacht sind, möchte ich den Schluß ziehen, daß beim Schwebelift für Seile von etwa 30 bis 40 mm Durchm. und 2 bis 3 mm Drahtdicke eine ausreichende Lebensdauer erwartet werden darf, wenn die Gesamtspannung $\sigma = \sigma_z + \sigma_b \leqq 5$ t/cm² gewählt wird. Für dünnere Seile ist vielleicht etwas mehr, für dickere Seile weniger zuzulassen.

Will man also eine hohe Zugspannung anwenden, so ist es nötig, die Biegungsspannung durch Vergrößerung der Seilscheibendurchmesser herabzusetzen.

Somit erscheint für den Schwebelift zulässig Tafel 5.

Tafel 5.

Bei $\frac{D}{\delta} \approx$	wird $\sigma_b \approx$	und zulässig $\sigma_z \approx$
1000	2,0	3,0 t/cm²
1500	1,4	3,6 „
2000	1,0	4,0 „

Die Seile des Schwebeliftes sind nicht ohne weiteres mit den Zugseilen der Luftseilbahnen zu vergleichen. Bei letzteren sind von Bedeutung auch die Biegungsspannungen über den Tragrollen an den Stützen, die nach Rubin[11]) ebenso wie bei den Tragseilen eine hohe Anspannung der Zugseile wünschenswert erscheinen lassen, um den Verschleiß an den Tragrollen zu verringern. Beim Schwebelift fällt diese Rücksicht fort. Diese Zahlen der Tafel 5 sind als vorläufiger Versuch anzusehen, für Litzenseile im Längsschlag von 30 bis 40 mm Seildurchmesser und 2 bis 3 mm Drahtstärke den erforderlichen Querschnitt annähernd richtig zu bestimmen.

Die außerordentlich wertvollen Versuche von Woernle[12]) zeigen, daß außer der Zugspannung σ_z und der Biegungsspannung σ_b die Bauart mit vielen dünnen Drähten oder mit wenigen dicken Drähten, die Schlagart des Seiles, künstliche Biegungs- und Verdrehungsvorspannungen, die Form der Seilrillen usw. großen Einfluß auf die Lebensdauer der Seile haben.

Die Versuche Woernles beschränkten sich bisher auf verhältnismäßig dünne Aufzugseile und kleine Scheibendurchmesser. Erst aus der Fortsetzung seiner Versuche werden sich auch für Seile, wie sie hier in Betracht kommen, zuverlässige Richtlinien für die zweckmäßigste Belastung ergeben. Bisher fehlen dafür sichere Unterlagen.

Eine Erhöhung der Sicherheit beim Schwebelift liegt ferner darin, daß man den erforderlichen Seilquerschnitt auf mehrere Seile, in der Regel nicht unter drei, verteilt. Drei dünne Seile haben kleinere Nebenspannungen, erlauben also eine größere Zugspannung σ_z als ein dickes Seil vom dreifachen Querschnitt. Wenn bei der bisherigen Bauweise das Tragseil reißt, stürzt der Wagen ab. Beim Schwebelift sind in diesem Falle noch die beiden anderen Seile da, die dabei auch nicht größere Beanspruchung, sondern nur größeren Durchhang erhalten. Die Rücksicht hierauf bestimmt die Höhenlage des Fahrzeuges über dem Gelände.

Ein Reißen des Seiles ist denkbar bei einer Querschnittsverminderung einmal infolge Abnutzung durch Scheuern der Drähte aneinander und auf den Seilscheiben. Diese Abnutzung führt mit der Zeit zu Drahtbrüchen, die immer an der Seiloberfläche erkennbar sind. Eine andere Möglichkeit ist das Rosten der Drähte im Innern des Seiles. Das ist an der Seiloberfläche nicht ohne weiteres erkennbar. Dagegen sichert man sich durch gute Schmierung. Die Seile müssen daher fortlaufend und regelmäßig auf Drahtbrüche und den Zustand der Schmierung untersucht werden. Diese Untersuchung geschieht bei den bisherigen Luftseilbahnen in der Weise, daß ein Beamter am Tragseil in langsamer Fahrt entlangfährt. Beim Schwebelift geschieht die Schmierung und Prüfung vom festen Stand in den Endhaltestellen aus, indem das Seil daran langsam vorbeiläuft. Das ist zweifellos zuverlässiger.

Bei diesen Überlegungen ist aber doch nicht außer acht zu lassen, daß das Reißen eines Seiles bei zweckmäßiger Anlage, ausreichender Schmierung, ordnungsgemäßer Untersuchung und rechtzeitiger Auswechlung ebensowenig in Betracht kommen sollte als der Einsturz einer eisernen Brücke.

Es ist ein großer Vorzug der Drahtseile, daß ihre allmähliche Abnutzung deutlich an den Drahtbrüchen erkennbar ist.

Mit Rücksicht auf die Gefahr des Rostens bei ungenügender Schmierung besteht beispielsweise in der Schweiz die Vorschrift, daß die Seile nach längstens 10 Jahren auszuwechseln sind, ganz gleichgültig, ob ihr Zustand an der Oberfläche noch gut ist.

Aber schon bei 5jähriger Lebensdauer machen die Kosten der Seilerneuerung in der Jahresrechnung keinen erheblichen Betrag mehr aus.

[11]) Z. d. V. d. I. 1926, S. 1764.

[12]) Woernle: Ein Beitrag zur Beurteilung der heutigen Berechnungsweise der Drahtseile. Karlsruhe 1914, Gutsch.

Derselbe, Über den Einfluß der Schlagart auf die Lebensdauer der Drahtseile. Maschinenbau 1924, H. 21.

Derselbe, Beitrag zur Klärung der Drahtseilfrage. Z. d. V. d. I. 1929, Nr. 13.

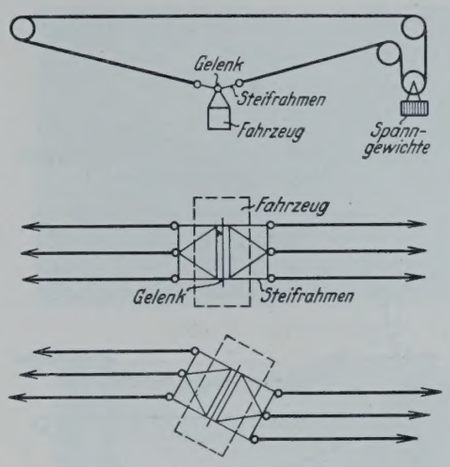


Abb. 8 bis 10. Kraft- und Längenausgleich beim eingleisigen mehrseiligen Schwebelift.

Auch unter den Anlagekosten spielen die der Seile nur eine geringe Rolle.

Beim mehrseiligen Schwebelift ist nun ferner wichtig, daß die Seile gleichmäßig belastet werden, oder richtiger, es muß verhindert werden, daß ein Seil unter Entlastung der anderen Seile eine Zusatzbelastung erfährt. Das wird bei eingleisigen Anlagen dadurch erreicht, daß jedes Seil ein besonderes Spanngewicht erhält. Damit ist für jedes Seil die größtmögliche Spannkraft durch das Spanngewicht gegeben (Abb. 8).

Abb. 9 zeigt den Grundriß des Seilgelenkes einer dreiseiligen Anlage. Das Gelenk liegt in einem Steifrahmen, der verhindert, daß ein Seil dem anderen voreilen kann. Wenn das nämlich der Fall wäre, müßte der Steifrahmen sich schief stellen (Abb. 10), dann aber bilden die Seilkräfte ein Kräftepaar, das den Steifrahmen in die Lage Abb. 9 zurückdreht.

Schwingungen zwischen Fahrzeug und Spanngewichten können dadurch verhindert werden, daß das Spanngewicht des mittleren Seiles mit einem Kolben verbunden ist, der sich in einem mit Flüssigkeit gefüllten Zylinder bewegt. Der Übertritt der Flüssigkeit von der einen auf die andere Kolbenseite geschieht durch eine enge Öffnung. Bei langsamer Bewegung des Kolbens ist der Widerstand der überströmenden Flüssigkeit klein, bei schneller Bewegung des Kolbens ist der Widerstand groß. Die Versuche zeigten eine ausgezeichnete Wirkung dieser Anordnung.

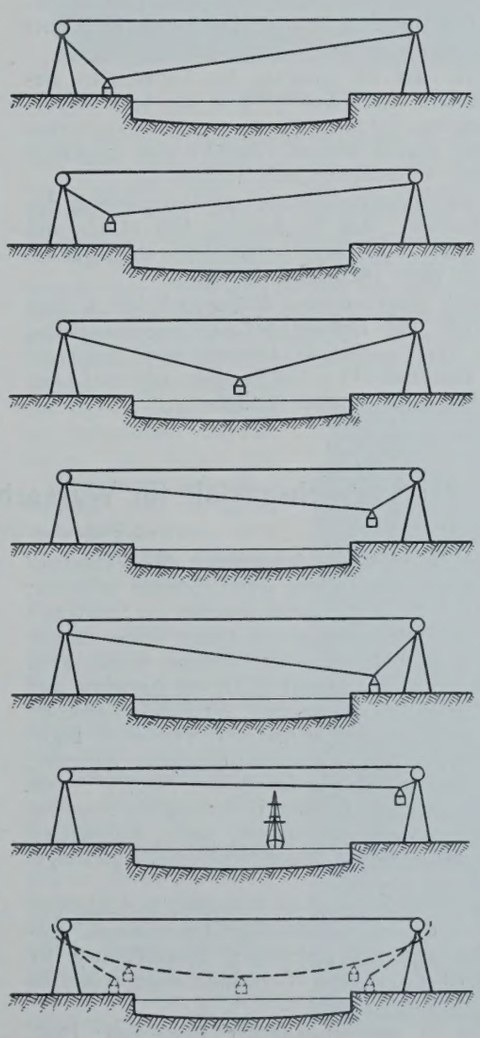


Abb. 11 bis 17.
Schwebelift über einem Seehafen.

Der Antrieb geschieht bei kleinen Spannweiten (einigen 100 m) dadurch, daß das mittlere Seil auf einer Trommel auf- und abgewickelt wird. Bei großen Spannweiten (über 1000 m) wird jedes Seil durch eine Treibscheibe mit besonderem Motor angetrieben, weil die Trommeln zu groß würden. Das elektrische Problem ist dabei dasselbe wie bei einem Straßenbahnwagen mit mehreren Motoren oder wie bei einem elektrischen Stadtschnellbahnzug. Die Ungleichheit der Scheibendurchmesser muß ebenso wie die Ungleichheit der Raddurchmesser beim Eisenbahnwagen durch ungleiche Umlaufzahl der Motoren ausgeglichen werden. Dabei ist elektrische Bremsung, aber nicht Stromrückgewinnung möglich.

Beim Trommelantrieb nur eines Seiles kann man auch mit Stromrückgewinnung arbeiten.

Aus den möglichen, durch Modellversuche erprobten Anwendungen sei zunächst folgendes Beispiel herausgegriffen, das im Flachlande vielfach Anwendung finden wird.

Abb. 11 bis 21 zeigen einen eingleisigen Schwebelift über einer Wasserstraße.

Ein Entwurf für Danzig ist in Arbeit. Hier handelt es sich darum, einen Hafenarm zu überbrücken. Gegen eine feste Brücke mit Klappe bestehen, abgesehen von ihren Kosten, große Bedenken mit Rücksicht auf die Seeschiffahrt.

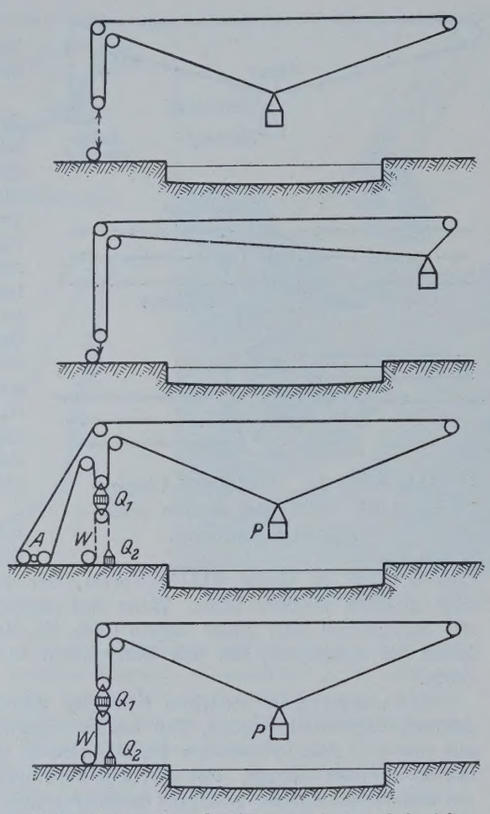


Abb. 18 bis 21. Seilführung beim Hafenlift.

Der Schwebelift (Abbild. 11) wird voraussichtlich eine befriedigende Lösung geben. Beiderseits der Wasserstraße werden eiserne Türme von 50 bis 60 m Höhe aufgestellt, etwa um die Turmhöhe von den Uferkanten zurückgerückt. Auf den Turmspitzen befinden sich Seilscheiben, darüber sind drei nebeneinanderliegende Seile geführt, deren Enden durch einen Steifrahmen gelenkig miteinander verbunden sind. In das Gelenk ist das Fahrzeug gelenkig eingehängt. — In Abb. 11 steht das Fahrzeug auf dem linken Ufer auf dem Erdboden, ein Auto kann quer zur Bildebene in das Fahrzeug einfahren.

Die Fahrt beginnt damit, daß die zwischen den Turmspitzen umlaufenden Seile verkürzt werden. Nach Abb. 18 sind die Seile in dem linken Turm über Spannscheiben geführt, die durch einen besonderen Antrieb gesenkt und gehoben werden können. Dadurch wird die Länge der zwischen den Turmspitzen umlaufenden Seile verändert.

Abb. 12 bis 14 zeigen die Endstellungen und die Mittelstellung des Fahrzeuges während der Überfahrt. Aus der Stellung Abb. 14 wird das Fahrzeug in die Stellung Abb. 15 auf dem rechten Ufer abgesetzt dadurch, daß die Spannscheiben (Abb. 18) gehoben werden.

Das Fahrzeug bewegt sich somit auf einer Ellipse nach Abb. 17, und zwar auf ihrem flachen Teil. Die Hebung des Fahrzeuges zwischen Abb. 11 u. 12 beträgt etwa 10 m. — Bei 20 t Gesamtgewicht des Fahrzeuges ist etwa die Hälfte, also etwa 10 t = 130 Personen oder = 1 Lastfuhrwerk oder = 2 Personenautos als Nutzlast verfügbar.

Die Überfahrt dauert einschl. Aufenthalt bei etwa 5 m/sek mittlerer Fahrgeschwindigkeit bei Personenverkehr etwa 1 min, bei Fuhrwerkverkehr etwa $1^1/_2$ min.

Bei Personenverkehr kann alle 2 min in jeder Richtung gefahren werden, bei Fuhrwerkverkehr alle 3 min. In der Stunde lassen sich also etwa 4000 Personen in jeder Richtung übersetzen, Lastautos oder Pferdefuhrwerke etwa 20 je h, Personenautos etwa 40. Diese Leistungsfähigkeit gilt für die eingleisige Anlage und verdoppelt sich bei der zweigleisigen. Wenn diese Leistungsfähigkeit auch die einer festen Brücke nicht erreicht, so ist doch bemerkenswert, daß viele der bestehenden Straßenbrücken diesen Stundenverkehr noch nicht aufweisen.

Zwischen dem Verkehr = 0 und der möglichen Leistungsfähigkeit einer festen Brücke liegt eine ganze Reihe von Zwischenstufen des tatsächlichen Bedarfs. Die mögliche Leistungsfähigkeit einer festen Brücke wird, abgesehen von den Hauptverkehrsstraßen unserer Großstädte, nur in seltenen Fällen ausgenutzt. In vielen Fällen ist daher der Schwebelift auch als Vorläufer einer festen Straßenbrücke zweckmäßig, da er die Möglichkeit bietet, die großen Aufwendungen für eine Straßenbrücke um einige Jahrzehnte zu verschieben.

Abb. 20 u. 21 zeigen die Seilführung des dreiseiligen Schwebeliftes. Abb. 20 gilt für das mittlere Seil, Abb. 21 für die beiden äußeren Seile. Das mittlere Seil (Abb. 20) ist über einen Trommelantrieb A geführt.

Die Hebevorrichtung ist in Abb. 20 u. 21 dargestellt. Unter den Spannscheiben hängen die oberen Spanngewichte Q_1, die so bemessen sind, daß sie das Leergewicht des Fahrzeuges in der Endstellung auf dem Ufer nahezu ausgleichen. Unter den oberen Spanngewichten befinden sich Umlenkscheiben, darüber sind Seile geführt, die auf der einen Seite mit einer Seilwinde W, auf der anderen Seite mit den unteren Spanngewichten Q_2 verbunden sind. Die unteren Spanngewichte Q_2 ruhen in der Regel auf dem Erdboden auf und sind so bemessen, daß sie zusammen mit den oberen Spanngewichten Q_1 das Gewicht P des besetzten Fahrzeuges in der Mittelstellung (Abb. 13, 20, 21) in der höchsten Lage, die das Fahrzeug einnehmen darf, ausgleichen. Sie geben die Sicherheit, daß in den Seilen eine gewisse größte Zugspannung nicht überschritten werden kann. Im übrigen aber wird die Bahn des Fahrzeuges durch die Steuerung der Hebevorrichtung W bestimmt.

Schwingungen des Fahrzeuges treten nicht auf, da die Spanngewichte nicht frei spielen. Schwingungen der Seile sind bedeutungslos, wie die ausgeführten Luftseilbahnen beweisen.

Abb. 11 bis 15 zeigen die Überfahrt, wenn die Schiffahrt ruht. Bei regem Kleinschiffverkehr (Schlepper, Personendampfer, Motorboote mit geringen Masthöhen) wird man die Bahn des Fahrzeuges so hoch legen, daß die Kleinschiffahrt unbehindert darunter verkehren kann. Kommt aber ein hochmastiges Schiff, so wird das Fahrzeug nach Abb. 16 u. 19 bis dicht an die Turmspitze gefahren und damit unter den straff gespannten Seilen die erforderliche Durchfahrthöhe freigegeben.

In Seehäfen wird man mit Rücksicht auf die Kleinschiffahrt die Bahn des Fahrzeuges etwa 20 m über den Wasserspiegel legen und die Türme etwa 60 m hoch machen. Die Durchfahrthöhe unter den straff gespannten Seilen ist beispielsweise in Danzig bedingt durch die großen Schwimmkrane von ungefähr 50 m Höhe. (Schluß folgt.)

Die Aufgabe der Versuchsanstalt für Wasserbau an der Technischen Hochschule Danzig.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Professor Dr.-Ing. **R. Winkel,** Danzig.

In dem letzten Jahrzehnt ist eine rege Anteilnahme der Wasserbau-Ingenieure an dem Wasserbau-Versuchswesen wahrzunehmen gewesen; nicht zum geringsten Teil hatten die erfolgreichen Arbeiten der Staatlichen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin sowie einiger Hochschul-Laboratorien hierzu beigetragen. Diese Erfolge fanden auch in ausländischen Fachkreisen große Beachtung; so ist der Anregung und Förderung des hochbedeutenden amerikanischen Wasserbau-Ingenieurs Dr.-Ing. ehr. John R. Freeman das Erscheinen der wertvollen Buchveröffentlichungen zu verdanken: „Die Wasserbaulaboratorien Europas", V.D.I.-Verlag, Berlin 1926, und „Hydraulic Laboratory Practice", New York 1929.[1]) Beide Bücher beweisen, daß die hohe Bedeutung der Versuchstechnik für die Baupraxis die weiteste Anerkennung findet, und weisen auch auf die zukünftige Entwicklung dieses jungen technischen Forschungsgebietes hin.

Bisher war die staatliche Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin die einzige Anstalt, die als selbständiges Unternehmen ausschließlich für die Anforderungen der praktischen Bauausführung im Wasserbau arbeitet, ohne einer Technischen Hochschule angegliedert zu sein. Die Errichtung weiterer selbständiger Anstalten zum gleichen Zwecke ist im Gange. So erhebt sich von selbst die Frage: Welche Aufgaben fallen den selbständigen Versuchsanstalten und welche den Hochschul-Laboratorien zu? Beide Gruppen bilden fraglos Forschungsanstalten; dieses Merkmal ist beiden gemeinsam, nicht gemeinsam aber ist die Aufgabe und das zu erreichende Ziel. Die selbständigen Anstalten erfordern einen Stab wissenschaftlich gut ausgebildeter Ingenieure, um den Anforderungen der Praxis und der allgemein wissenschaftlichen Forschung in bester Weise genügen zu können. Dagegen können sie nicht (oder doch wenigstens nur in sehr untergeordnetem Umfange) der Ausbildung von Ingenieuren in der Versuchstechnik dienen, da dieses eine hemmende Belastung bedeuten würde. — Die Vorbereitung und Ausbildung des hierfür theoretisch und praktisch wissenschaftlich befähigten Forschungs-Ingenieurs ist nun die Hauptaufgabe aller Wasserbau-Laboratorien und -Versuchsanstalten der Technischen Hochschulen. Bei diesen darf also nicht durch eine weitgehende Sondertätigkeit im ausschließlichen Interesse praktischer Bauten die Vorbereitung und Ausbildung der künftigen Ingenieure gehemmt werden, vielmehr ist auf den Lehrzweck in erster Linie Bedacht zu nehmen. Soweit sich dann noch Zeit und Gelegenheit bietet, können die Anstaltsleiter, die Assistenten und fortgeschrittene Studierende die Einrichtungen der Laboratorien auch für Forschungsuntersuchungen, die allgemeinen Wert besitzen, benutzen.

[1]) Das erstgenannte Werk ist besprochen in der „Bautechnik" 1926, Heft 25, S. 351; eine Besprechung des zweiten Werkes wird demnächst veröffentlicht werden. Die Schriftleitung.

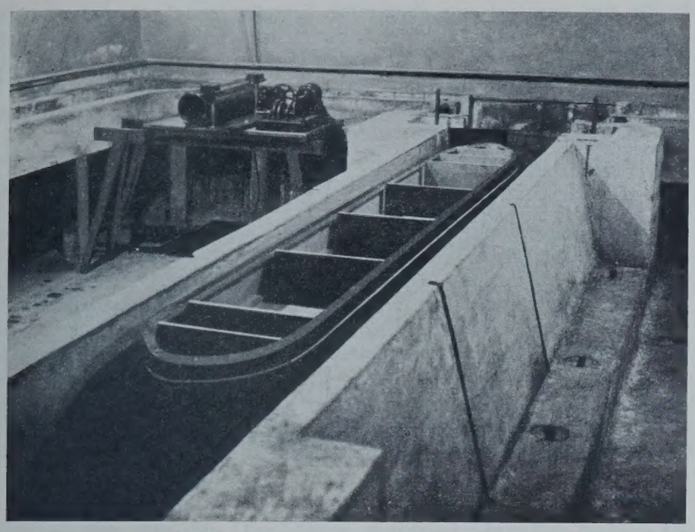


Abb. 1. Schleusenmodell.

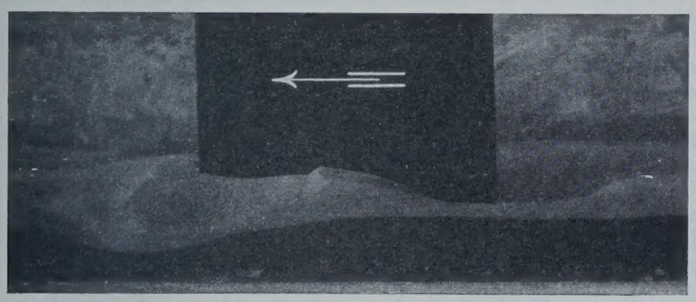


Abb. 3. Kolkbildung am rechteckigen Brückenpfeiler (I).

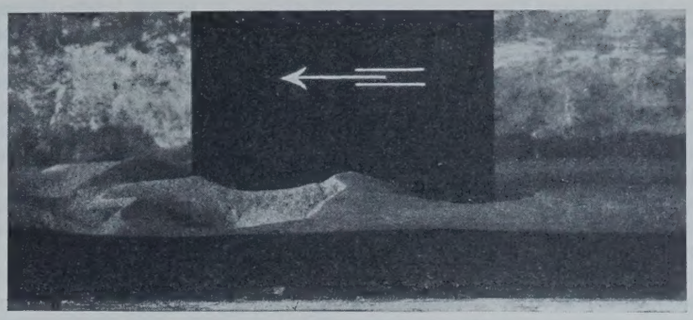


Abb. 5. Kolkbildung am Strompfeiler (II).

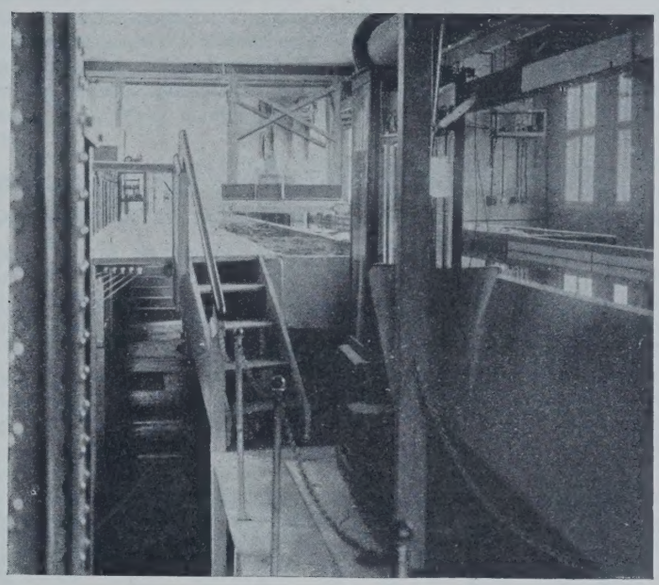


Abb. 6. Blick in die Langhalle.

In diesem Sinne werden die Arbeiten in der Versuchsanstalt für Wasserbau an der Technischen Hochschule Danzig durchgeführt. Die seit drei Jahren planmäßig eingeführten Übungen sämtlicher Studierenden des Bauingenieurwesens (vom fünften Semester an) haben großen Anklang gefunden. Jedem dieser Herren bietet sich die Möglichkeit zur Teilnahme an den Übungsarbeiten; erfreulicherweise wird von diesem Rechte im weiten Umfange Gebrauch gemacht, wobei nicht nur die Beobachtungen und Messungen, sondern auch die sinngemäße Auswertung der Messungsergebnisse den Gegenstand der Untersuchungen bilden. Dadurch wird der junge Ingenieur zum scharfen, kritischen Denken erzogen, das die Grundbedingung jeder wissenschaftlichen Arbeit darstellt. Sehr bald lassen sich die besonders Veranlagten an der Art, wie sie die Behandlung des jeweils vorliegenden Problems anfassen, erkennen; diesen steht die Möglichkeit offen, außerdem selbständig kleinere Versuche auszuführen, wobei nach Bedarf eine beratende oder belehrende Anleitung noch über etwa entstehende Schwierigkeiten hinweghilft. — Endlich bietet sich den jungen, fertig ausgebildeten Ingenieuren nach Abschluß des Hochschulstudiums Gelegenheit, im bestehenden Rahmen der Anstaltseinrichtungen Promotionsarbeiten auszuführen.

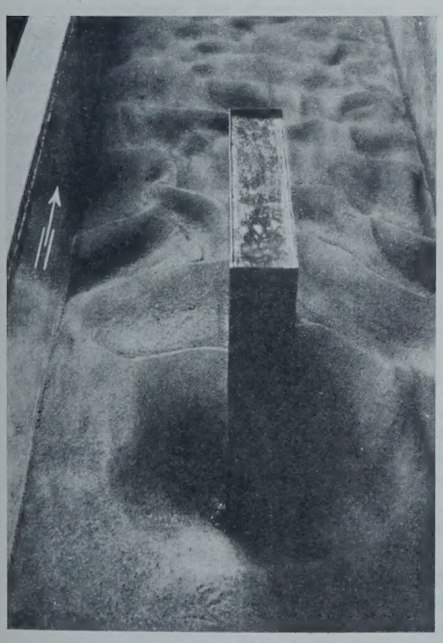


Abb. 2. Kolkbildung am rechteckigen Brückenpfeiler (I).

Bei dieser Art der Benutzung einer akademischen Lehr- und Forschungsanstalt hat sich gezeigt, daß hierzu nicht eine besonders große Anlage erforderlich ist. In dem Bestreben, möglichst viel und Brauchbares aus dem Gegebenen herauszuholen, liegt ein nicht zu unterschätzendes Mittel zur Selbsterziehung, denn straffe Zusammenfassung der Kräfte für die jeweils vorliegende Untersuchung ist einer Vertiefung der Forschung sehr förderlich.

Bei rein flußbaulichen Versuchen ergeben sich in den Laboratorien ausnahmslos Schwierigkeiten, weil der stets eng begrenzte Modellmaßstab nicht die störungsfreie Modellähnlichkeit gewährleistet; diese ist nur in ganz großen Ausmaßen erreichbar, wie es in der Außenstelle Marquardt bei Potsdam (mit 800×175 m Grundfläche) der Berliner Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau der Fall ist (vergl. hierzu die Abhandlung des Verfassers im Buch „Die Wasserbaulaboratorien Europas“, Seite 55 bis 62 und ferner Seite 201). Aber auch bei Flußbau-Versuchen kann der Hochschullehrer erfolgreich arbeiten, wenn er die Studierenden in den vorbereitenden Vorlesungen auf die Grenzen der Modellähnlichkeit hinweist und zeigt, wieweit die Beobachtungen und Ergebnisse fördernden Wert (vorwiegend in qualitativer Hinsicht, nicht dagegen quantitativ!) besitzen und welche Trugschlüsse bei unsachgemäßer Arbeit entstehen können. Gerade das Negative ist oft von größerer erzieherischer Eindringlichkeit als das vorbehaltlos Anzunehmende.

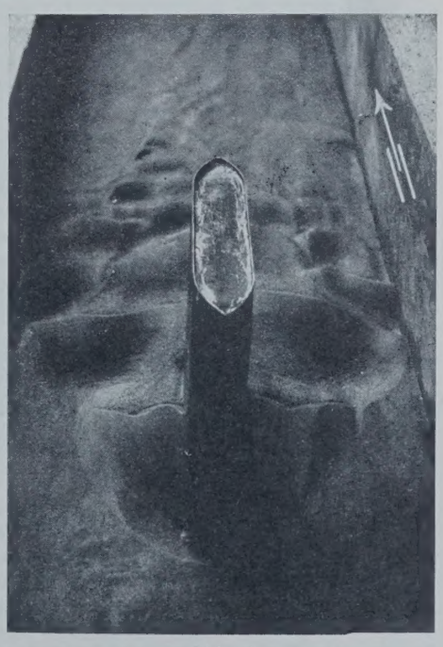


Abb. 4. Kolkbildung am Strompfeiler (II).

Die Danziger Versuchsanstalt für Wasserbau ist in den letzten Jahren den jeweiligen Anforderungen entsprechend noch weiter ausgestaltet und zum Teil umgebaut worden, so daß sie jetzt nicht mehr ganz das Bild besitzt, wie es noch 1926 in dem Buche „Die Wasserbaulaboratorien Europas", S. 405 bis 411, geschildert worden ist. Insbesondere ist der Pumpensumpf tiefer gelegt worden, um bei großer Pumpenleistung das Einschlagen von Luft in die Saugrohre zu vermeiden; die hydraulische Rinne hat einen besonderen, tunnelartigen Beobachtungsgang erhalten, wobei gleichzeitig für die Flußbaurinne ein für die Beobachtung günstig hoch gelegener Arbeitstand gewonnen wurde. In dem östlichen, bis dahin freien Kopfraume (rd. 6,5×8,5 m) ist vertieft ein großes neuzeitliches Schleusenmodell in Modellmaßstab 1 : 20 nebst allen erdenklichen Betriebseinrichtungen und Meßvorrichtungen eingebaut. An den Seitenwänden sind zwei Nebenrinnen angelegt, die von den Studierenden besonders bei selbständigen Arbeiten benutzt werden. Die Abbildungen vermitteln einen Teileinblick in die Danziger Versuchsanstalt für Wasserbau; das Schleusenmodell befand sich zur Zeit der Aufnahme noch im Aufbau, es fehlen in Abb. 1 noch sämtliche Betriebs- und Messungseinrichtungen, die jetzt fertig eingebaut sind. Hinter der Schleusenkammer ist die dort zunächst nur abgestellte Schreibtrommel zur Aufnahme der Wegzeitlinien und der Antriebmotor nebst Vorgelege für die Schützbedienung zu sehen; ferner ist an der Wand noch ein Teilstück einer der beiden Nebenrinnen erkennbar. In diesen Rinnen wurden auch die Ergebnisse mit verschiedenen Brückenpfeilern gewonnen, von denen einige Abbildungen hier beigegeben wurden (Abb. 2 bis 5).

Das letzte Bild zeigt einen Blick in die Langhalle, in der sich (rechts) die Flußbaurinne und (links) die hydraulische Rinne sowie zwischen beiden der hochliegende Arbeitsstand für die Flußbaurinne und darunter der Beobachtungsgang für die hydraulische Rinne befinden (Abb. 6). — Der verfügbare Raum ist also bis aufs äußerste ausgenutzt; eine Anzahl transportfähiger Apparate, die zur Ausführung hydromechanischer Versuche dienen, werden, solange sie nicht in Benutzung sind, in Nebenräumen aufbewahrt. Werkstätten und Lagerräume sind im Dachgeschoß untergebracht worden. Venturimeter, Wasserschloß mit Vorrichtung zur Aufnahme der Wasserstandsschwingungen bei Betriebsänderungen, Ausflußapparate u. a. m. vervollständigen die Einrichtung der Danziger Versuchsanstalt, die sich mit den jetzt bestehenden Ausrüstungen im Gebrauch als ein in jeder Hinsicht brauchbares Ausbildungslaboratorium für die Studierenden erwiesen hat.

Das Kompressorenhaus der Ruhrchemie Aktiengesellschaft in Sterkrade-Holten.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. C. Scharnow, Sterkrade.

An der Technischen Hochschule Danzig wirkt an hervorragender Stelle in voller Rüstigkeit der Altmeister des deutschen Brückenbaues Herr Geh. Reg.-Rat Prof. Dr.-Ing. Krohn. Er lehrt dort aus dem tiefen Schatze seiner umfassenden wissenschaftlichen Begabung und seiner reichen praktischen Erfahrung Eisenbau und Statik.

Krohn hat 18 Jahre lang die Brückenbauanstalt der Gutehoffnungshütte Oberhausen A.-G. geleitet, und deshalb sei von seiner alten Wirkungsstätte aus anläßlich der Jubelfeier der Danziger Technischen Hochschule in Treue und Dankbarkeit seiner gedacht. Hat er doch die Sterkrader Brückenbauanstalt in den Jahren seines Schaffens von Erfolg zu Erfolg geführt. Vor wenigen Jahren konnte er gelegentlich seiner Anwesenheit in Sterkrade sich selbst davon überzeugen, daß seine alten Mitarbeiter noch mit Begeisterung jener Zeit gedenken, als unter seiner Leitung der Sterkrader Brückenbau von Jahr zu Jahr seine Leistungsfähigkeit steigerte und auch mit den anderen Völkern auf dem Weltmarkt in erfolgreichen Wettbewerb trat. Seinen Brücken stehen ebenbürtig seine Schöpfungen auf dem Gebiete des Eisenhochbaues zur Seite. Erwähnt sei nur die riesige überdachte Hellinganlage der Germaniawerft in Kiel mit 145 000 m² Grundfläche, bestehend aus vier Schiffen, von denen das eine seitliche Schiff als Portalrahmen ausgebildet ist, während die Binder der übrigen Schiffe auf Pendelstützen ruhen.

Eine ähnliche Lösung wurde im vergangenen Jahre für einen anderen mehrschiffigen Bau gewählt. Als die Ruhrchemie Aktiengesellschaft zur Gewinnung von Stickstoff aus den Nebenerzeugnissen der Kohle in Sterkrade ein Riesenwerk errichtete, wurde das Hauptgebäude, das Kompressorenhaus, von der Gutehoffnungshütte nach eigenem Entwurf erbaut, und die architektonische Gestaltung, die sie diesem Gebäude gab, wurde maßgebend für die Architektur der Gesamtanlage.

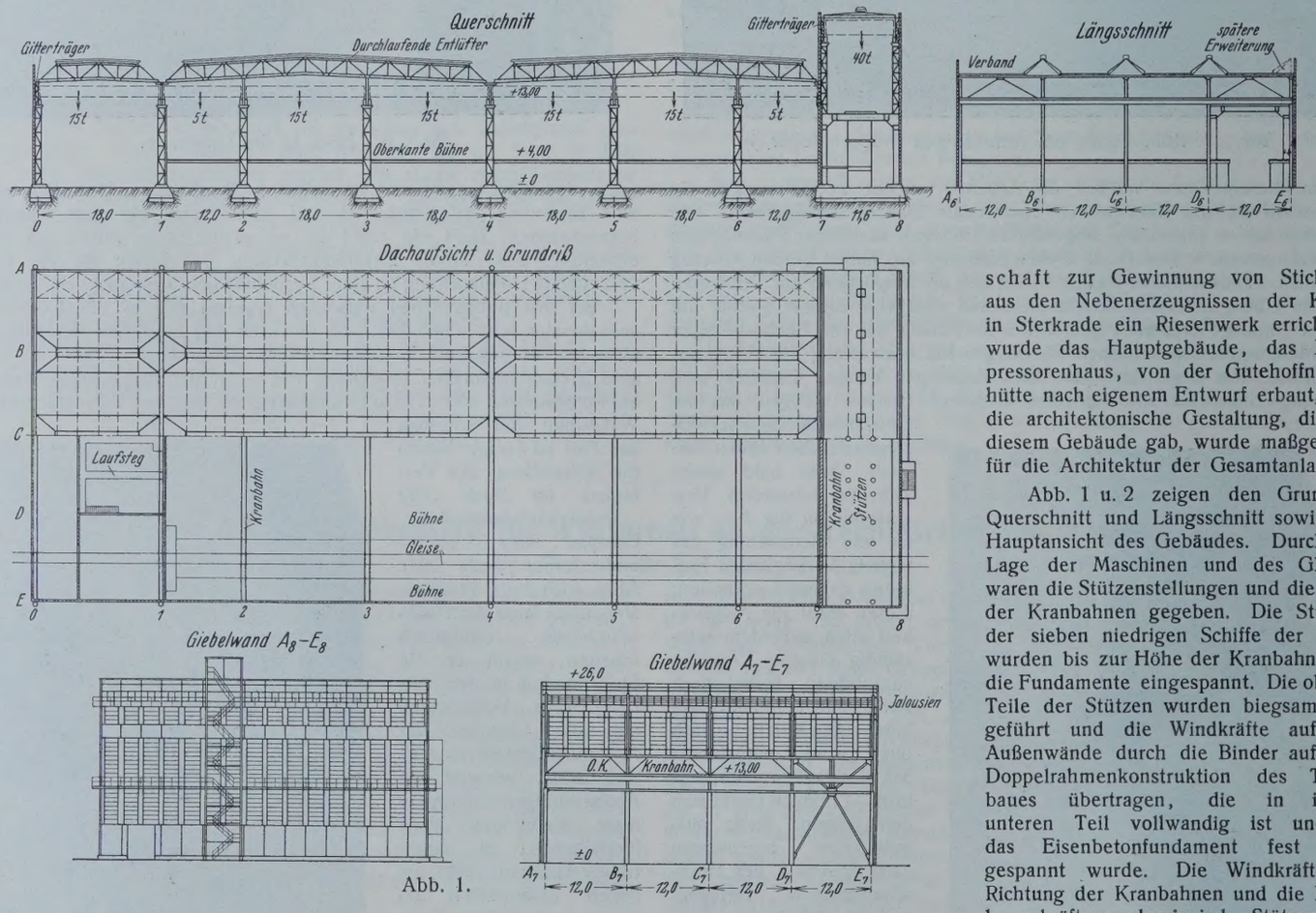


Abb. 1.

Abb. 1 u. 2 zeigen den Grundriß, Querschnitt und Längsschnitt sowie die Hauptansicht des Gebäudes. Durch die Lage der Maschinen und des Gleises waren die Stützenstellungen und die Lage der Kranbahnen gegeben. Die Stützen der sieben niedrigen Schiffe der Halle wurden bis zur Höhe der Kranbahnen in die Fundamente eingespannt. Die oberen Teile der Stützen wurden biegsam ausgeführt und die Windkräfte auf die Außenwände durch die Binder auf eine Doppelrahmenkonstruktion des Turmbaues übertragen, die in ihrem unteren Teil vollwandig ist und in das Eisenbetonfundament fest eingespannt wurde. Die Windkräfte in Richtung der Kranbahnen und die Kranbremskräfte wurden in jeder Stützenreihe durch Vollwandrahmen aufgenommen. Die Stützenentfernung in Richtung der Kranbahnen beträgt 12 m. Da Walzträgerpfetten in der üblichen Form bei dieser Stützenentfernung zu große Durchbiegungen ergaben und Gitterpfetten wegen ihrer unruhigen Wirkung nicht in Frage kamen, wurden die Pfetten in die Ebene des Binderuntergurtes gelegt und mittels Hängestangen nach dem bekannten Patent der Zeppelin Hallenbau G. m. b. H., Berlin, an den Binderobergurten aufgehängt, so daß die

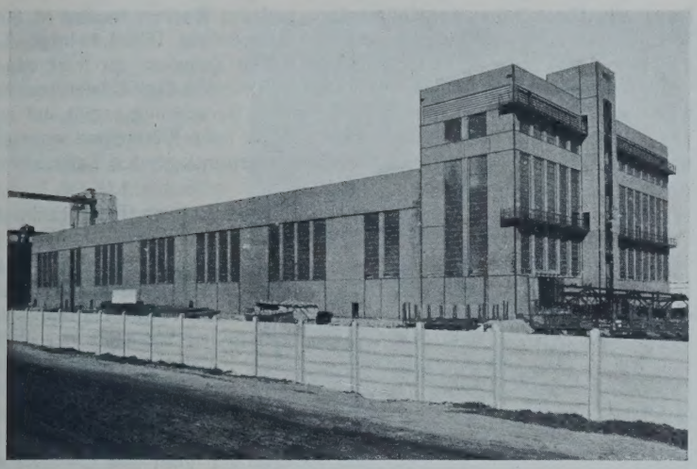


Abb. 2. Gesamtansicht.

Binder in den von den Oberlichtern gebildeten Dreiecken liegen. Bei dieser Anordnung ist der Knicksicherheit der Binderobergurte besondere Aufmerksamkeit zu schenken, da sie sich elastisch gegen die Pfetten abstützen, deren Steifigkeit für die Knicksicherheit des Gesamtsystems maßgebend ist. Um die Druckkräfte in den Obergurten zu verringern, empfiehlt sich die Verwendung von Gelenkbindern. Sorgfältige, bei anderer Gelegenheit hierüber angestellte statische Untersuchungen ergaben, daß die Berechnung sich ähnlich dem Engeßerschen Verfahren für offene Brücken durchführen läßt. Die statische Berechnung der Pfetten ist sehr einfach, wenn man die Kräfte in den Zugstangen als statisch unbestimmte Größen einführt. Sie führt dann auf Clapeyronsche Gleichungen. Zu beachten ist, daß bei gleichen Binderentfernungen die Binder neben den Endfeldern verhältnismäßig stärker belastet werden als die Mittelbinder. Bemerkenswert ist die aus Abb. 2 ersichtliche äußere Gestaltung des Gebäudes, die den Beweis erbringt, daß sich auch mit Eisenfachwerkwänden eindrucksvolle und gefällige Bauten schaffen lassen, ohne daß es nötig ist, auf die von Architekten bevorzugten massiven Wände zurückzugreifen. Man soll nichts verhüllen und nichts vortäuschen, sondern dem Baustoff und seiner gegebenen Form treu bleiben. Die durch Eisenpfosten und Riegel richtig unterteilten und belebten ebenen Flächen müssen mit den großen Fensterflächen in harmonischer Weise aufgeteilt werden. Dabei dürfen die Flächen nicht zerrissen und zerstückelt werden, sondern die große Linie des Gesamtbildes muß gewahrt bleiben.

Die Aufstellung des Eisengerippes im Gewicht von etwa 1200 t wurde mit einem etwa 30 m hohen fahrbaren Schwenkmast hallenweise durchgeführt und bot nichts Besonderes.

Alle Rechte vorbehalten.

Gefahren in Lichtspielhäusern und Maßnahmen zu ihrer Beseitigung.

Von Regierungs- und Baurat Dr.-Ing. **Hoost**, Danzig-Langfuhr.

Die Lichtspielkunst hat sich seit ihrer Entstehung, die erst etwa drei Jahrzehnte zurückliegt, ungewöhnlich rasch entwickelt. In diesem Zeitraum ist dieser technische Zweig sehr schnell aufgeblüht, so daß zurzeit in Deutschland rd. 3700 Lichtspielhäuser vorhanden sind. Die Entwicklung dieser technischen Errungenschaft, die als Kulturfaktor auf das geistige Leben einen großen Einfluß besitzt, hat auch in anderen Staaten eine bedeutende Aufwärtsbewegung. So sind z. B. in England rd. 4000 und in den Vereinigten Staaten rd. 16000 Lichtspielhäuser gezählt worden.

Während die Lichtspielhäuser, soweit sie in den Großstädten errichtet werden, sowohl in architektonischer Hinsicht als auch in luxuriöser Ausstattung wohl auf den Höhepunkt gelangt sind, ist der Bildwerferraum, trotz der Beseitigung vieler technischer Mängel, als Gefahrenzentrum infolge des leicht entflammbaren Zelluloidfilms erhalten geblieben. Bei der bedeutenden Stromstärke der Spiegellampe, die für die Projektion jetzt sehr häufig benutzt wird, hat sich die Entzündungsmöglichkeit des Filmes durch die große Hitze der Lichtstrahlen weiterhin erhöht. Die entsetzlichen Filmbrandkatastrophen der letzten Jahre lassen den Wunsch nach Einschränkung der Brandmöglichkeiten sehr wohl verstehen. Man denke nur an das furchtbare Brandunglück in Harburg, bei dem eine Reihe von Kindern ihr Leben einbüßen mußte, und schließlich auch an die große Katastrophe in Limerick in Irland, die 150 Menschenopfer forderte. Während bei einem Gebäude, das ein Volltheater enthält, die ganze Bühnenfläche mit ihren teilweise leicht entzündlichen Dekorationen durch die große Bühnenöffnung in unmittelbarem Zusammenhang mit dem Zuschauerraum steht und nur im Falle eines Brandes durch das Herablassen des eisernen Vorhanges von ihm abgetrennt werden kann, ist nach den heutigen Vorschriften die Gefahrenquelle bei Lichtbildvorführungen, der Bildwerferraum, vom Zuschauerraum vollständig feuerbeständig, mit Ausnahme der kleinen Projektionsöffnung, abgetrennt. Im Brandfalle wird aber auch diese Öffnung durch einen sich selbst schließenden Eisenschieber vom Zuschauerraum abgeschlossen.

Man könnte nun der Meinung sein, daß im Zuschauerraum keine Gefahrenquellen vorhanden sind. Aber wie in jedem Versammlungsraum muß auch hier mit der Schwäche der Menschen gerechnet werden, die bei einem geringfügigen Anlaß die Ruhe verlieren und eine Panik herbeiführen. Die Möglichkeit einer solchen läßt sich mit keiner Maßnahme der Technik verhindern. Ein Ruf, ein geringfügiger Brandgeruch oder irgendwelche Anzeichen von einem etwaigen kleinen Filmbrande im Vorführerraum wird falsch gedeutet, und die Menschenmenge, von Angst erfüllt, ist nicht mehr zu halten. Sie will ins Freie, und es ist deshalb notwendig, die Ausgangverhältnisse so anzulegen, daß der Zuschauerraum in wenigen Minuten entleert werden kann. Innerhalb der Platzreihen, die in einem festen Abstande gehalten werden müssen, ist kaum ein gefährliches Gedränge zu erwarten, da der Besucher durch die Rückenlehne der vorderen und der eigenen Platzreihe einen sicheren Halt zu beiden Seiten besitzt. Anders liegen die Verhältnisse an den Ausgangtüren des Zuschauerraumes. Hier muß auf alle Fälle ein Gedränge eingeschränkt oder ganz vermieden werden, denn eine größere Zahl drängender Menschen braucht, um durch eine Türöffnung zu gelangen, eine bedeutend längere Zeit als eine geordnete Schar. Schon ein von etwa 50 Personen ausgeübtes Gedränge kann den am meisten Eingeklemmten erheblichen körperlichen Schaden zufügen. Auch können infolge des starken Druckes Ohnmachtfälle herbeigeführt werden, die Personen zum Niederstürzen bringen, worauf sie dann zertreten werden. Vor einer zu kleinen Türöffnung werden die Menschen so stark zusammengepreßt, daß sie kaum noch vorwärts können. Sie bilden einen Bogen, deren Konstruktionsglieder aus menschlichen Körpern bestehen. Durch die nachdrängende Masse, die man als Belastung bezeichnen kann, werden die einzelnen Bogenelemente stark zusammengedrückt, so daß sie sich in einer größeren Fläche berühren. Hierdurch werden die Querfugen vergrößert, wodurch der Bogen eine größere Standfestigkeit erhält. Die Menge ist sodann zu jeder Bewegung unfähig. Das Gedränge läßt sich dadurch verringern, daß eine günstigere Verteilung der Ausgänge vorgenommen wird. Dieses, nämlich die Dezentralisation der Besucher, liegt allein in der Hand des Baumeisters. Einbauten in den Gängen und insbesondere kurz vor den Ausgängen sind unbedingt zu vermeiden, da an solchen Vorsprüngen die herausflutende Menge sich staut und eine rasche Leerung unmöglich wird. Vorspringende Ecken und Einbauten bilden nämlich ein äußerst günstiges Auflager für den aus Menschenkörpern gebildeten Bogen. Um auch in der Dunkelheit, bei einem Versagen der Hauptbeleuchtung, die Entleerung des Zuschauerraumes gefahrlos herbeizuführen, ist es notwendig, eine Notbeleuchtung anzuordnen. Diese muß alle Rückzugswege ausreichend erleuchten. Ins Freie führende Türen erhalten als Kennzeichnung rotes Licht. Beim Vorhandensein von Stufen sind diese im Sicherheitsinteresse durch eine an die Notbeleuchtung angeschlossene Stufen- oder Bodenbeleuchtung ausreichend zu beleuchten.

Während der Zuschauerraum die oben geschilderten Gefahrenquellen besitzt, die man durch günstige bauliche Maßnahmen und Einrichtungen auf ein Mindestmaß einschränken kann, ist das Gefahrenzentrum nur durch feuerfeste Umschließung örtlich zu begrenzen. Solange noch der leicht entzündliche Nitrozellulosefilm und nicht der unverbrennbare Film Verwendung findet, anderseits auch das kalte Licht noch nicht erfunden ist, wird die Möglichkeit eines Brandes bestehen bleiben. Der Nitrozellulosefilm besteht aus $^2/_3$ Zellulose und $^1/_3$ Kampfer. Durch den Kampferzusatz wird die gefährliche Eigenschaft der Nitrozellulose, nämlich die bedeutende Explosionsfähigkeit, aufgehoben. Die anderen Eigenschaften der Nitrozellulose, wie die leichte Entzündlichkeit und insbesondere die Eigenschaft, sich zu zersetzen, sind in unverminderter Größe geblieben. Die Verbrennung von Nitrozellulose geschieht fünfmal so schnell als die von Papier. Der Verbrauch von Sauerstoff ist deshalb ein ganz bedeutender, und es treten aus diesem Grunde leicht Stichflammen auf, und zwar nach der Richtung hin, aus der die Zufuhr von neuer Luft stattfindet. Tritt die Zersetzung eines Filmes ein, so entstehen Dämpfe und Gase, die bei der chemischen Zusammensetzung vieler Filme äußerst giftig sind. Diese gasförmigen Zersetzungsprodukte enthalten oft starke Prozentzätze von Blausäure, Kohlenoxydgas und salpetrigen Dämpfen. Außerdem sind die Gase in höchstem Maße brennbar. Mischt sich dieses Zersetzungsgas in einem bestimmten Verhältnis mit Luft, so kann, wie

bei vielen Gasmischungen mit Luft, im Falle der Entzündung eine Explosion auftreten. Die folgenden Berechnungen sollen klarstellen, welche bedeutende Wärmeentwicklung der Brand einer normalen Filmrolle hervorruft.

Ein Film von etwa 250 m Länge hat ein Gewicht von 1650 g. Da ein Filmband aus nahezu reiner Zellulose besteht, verbrennen somit bei völliger Vernichtung durch Feuer 1650 g Zellulose. Chemisch reine Zellulose besitzt einen Heizwert von 4200 Wärmeeinheiten (kcal), so daß bei vollkommener Verbrennung von 1650 g Zellulose $C_6H_{10}O_5$ zu CO_2 und H_2O sich eine Wärmemenge von $1{,}65 \cdot 4200 = 6930$ kcal ergibt. Die Größe der auftretenden Temperaturerhöhung ergibt sich aus folgender Berechnung: 1 m³ Luft wiegt bei 760 mm Barometerstand und 20° C Wärme 1,205 kg. Von dieser Menge sind 23,56% oder 0,284 kg Sauerstoff und 76,44% oder 0,921 kg Stickstoff. Zur Verbrennung der chemisch reinen Zellulose $C_6H_{10}O_5$ zu Kohlensäure $= CO_2$ und Wasser H_2O werden 12 Gewichtsteile Sauerstoff $= 12$ O gebraucht. Die chemische Formel lautet:

$$C_6H_{10}O_5 + 12\,O = 6\,CO_2 + 5\,H_2O.$$

Die Atomgewichte sind folgende:

$$C = 12;\quad H = 1;\quad O = 16.$$

Zur Verbrennung von $C_6H_{10}O_5 = 6 \cdot 12 + 10 \cdot 1 + 5 \cdot 16 = 162$ g Zellulose sind somit $12 \cdot 16 = 192$ g Sauerstoff notwendig, oder in 192 g Sauerstoff können 162 g Zellulose verbrennen. In 1 m³ Luft, d. h. 284 g Sauerstoff verbrennen sodann 239,6 g Zellulose; 239,6 g Zellulose geben bei der Verbrennung $0{,}2396 \cdot 4200 = 1005$ kcal. Die Verbrennungsgase von 1 m³ Luft und 239,6 Zellulose haben folgende Zusammensetzung:

Stickstoff N . . . . . = 921 g

Kohlendioxyd $CO_2 = (12 + 2 \cdot 16) \cdot 6 \cdot \frac{239{,}6}{162}$ = 390 „

Wasser $H_2O = (2 \cdot 1 + 16) \cdot \frac{5 \cdot 239{,}6}{162}$ . . = 133 „

1444 g

1 kg = 1000 g dieser Verbrennungsgase setzt sich zusammen aus:

N . . . . = 638 g
CO_2 . . . = 270 „
H_2O . . . = 92 „
zusammen 1000 g

Die spezifische Wärme jedes dieser Verbrennungsgase ist für 1 kg bei konstantem Druck:

$$N = 0{,}244;\quad CO_2 = 2 \cdot 0{,}217 = 0{,}434;\quad H_2O = 2 \cdot 0{,}480 = 0{,}960.$$

Da für CO_2 und H_2O die spezifischen Wärmewerte bei hohen Temperaturen stark anwachsen und bei 2000° schon mehr als das Doppelte betragen, so ist für diese beiden Gase der zweifache Wert eingesetzt.

Die spezifische Wärme der Summe dieser Verbrennungsgase ergibt sich zu:

$$0{,}638 \cdot 0{,}244 + 0{,}270 \cdot 0{,}434 + 0{,}092 \cdot 0{,}96 = 0{,}156 + 0{,}117 + 0{,}088 = 0{,}361.$$

Die errechneten 1005 kcal haben somit 1,444 kg Verbrennungsgase von der spezifischen Wärme 0,361 zu erhitzen, wonach sich folgende theoretische Höchsttemperatur ergibt:

$$t = \frac{1005}{1{,}444 \cdot 0{,}361} = 1930°\ \text{C}.$$

Durch die Dissoziation der Kohlensäure und des Wassers werden rd. 300° Wärme verbraucht, so daß der gesamte Wärmeeffekt 1600° beträgt. Um ein Filmband von 250 m Länge, d. h. 1650 g Zellulose zu verbrennen, werden etwa 7 m³ Luft gebraucht. Dieser Luftanteil des Bildwerferraumes wird theoretisch, wie die von mir aufgestellte Berechnung ergibt, auf eine Temperatur von rd. 1600° C gebracht. Dieser hohe Wärmegrad verringert sich sehr rasch und bedeutend durch die herumliegenden Luftschichten von einer weitaus niedrigeren Temperatur.

Das vorstehende theoretische Ergebnis wird durch Berichte in der Praxis vollauf bestätigt.

Welche Feuerschutzeinrichtungen müssen nun im Bildwerferraum angewandt werden, um der Verhinderung eines Brandes zu dienen? Die größte Gefahrenquelle liegt im Bildwerfer des Vorführungsapparates. Beim laufenden Apparat kann infolge des raschen Wechsels der Bilder eine Entzündung des Films nicht eintreten. Kommt der Apparat zum Stillstand, so schließt eine selbsttätige Feuerschutzklappe die Licht- und damit auch Wärmezufuhr vom Bildfenster ab, und der leicht entzündliche Film ist geschützt. Neben der Feuerschutzklappe ist noch ein Lichtverschluß vorgesehen, der von Hand zu betätigen geht und das Strahlenbündel abschneidet. Beim Einlegen der Filmrolle müssen beide Verschlüsse vorhanden sein, damit nicht das Filmband von Wärmestrahlen getroffen werden kann. Wenn nun trotz aller Vorsichtsmaßnahmen ein Filmbildchen im Bildfenster zur Entzündung kommt, so muß die Filmführung so konstruiert sein, daß nur dieses einzige Bildchen zerstört wird, und die Verbrennungsgase den Filmbrand in der Führung selbst ersticken. Auch bei den Feuerschutztrommeln ist das sogenannte Filmmaul derart zu konstruieren, daß sein Filmkanal nicht zu weit und eine gewisse Länge besitzt, um die Flamme darin zum Ersticken zu bringen. Ein Hilfsmittel des Filmbrandschutzes sind die Küvetten, die obligatorisch in Frankreich und Belgien eingeführt sind. Die Wirkung einer Kühlküvette besteht darin, daß die Wärmestrahlen beim Passieren einer Wasserschicht eine Abkühlung erfahren. Die Küvette besteht aus einem kupfernen Gefäß mit seitlichen Abschlußwänden aus Glas und ist für ständigen Wasserumlauf eingerichtet. Neben dieser Einrichtung ist in Wien, Amsterdam und Madrid das Gebläse polizeilich vorgeschrieben. Die Anwendung dieser Schutzmaßnahme wurde hauptsächlich durch die Spiegelbogenlampen mit ihren bedeutenden Wärmestrahlen veranlaßt. Durch die Gebläseanlage kommt der Film niemals zur Entflammung, sondern es tritt nur ein Verkohlen des Films unter Rauchentwicklung ein. Durch einen Luftstrom wird die Entzündung des Films im Bildfenster verhindert. Das Kühlgebläse muß aber eine so starke Wirkung haben, daß es die Bildung einer offenen Flamme verhindert. Kommt ein Brand im Bildwerferraum trotz aller Vorsichtsmaßnahmen zustande, so müssen sich die Projektions- und Schauöffnungen durch am Filmstreifen hängende Schieber sofort selbsttätig schließen, so daß im Zuschauerraum niemand das Feuer bemerkt und eine Panik nicht auftritt. Jede Sekunde ist bei einem Filmbrande von großer Bedeutung, da bei der leichten Entzündungsmöglichkeit des Nitrozellulosefilms und ferner seiner bedeutenden Fortpflanzungsgeschwindigkeit eines Brandes nur Geistesgegenwart und Ruhe die Beachtung der notwendigen Sicherungsmaßnahmen durchführen läßt. Erst durch die Einführung eines unverbrennbaren Films oder des kalten Lichtes könnte eine gefahrlose Vorführung erzielt werden. Vorläufig sind die vorher angeführten Schutzmaßnahmen und ferner die Geistesgegenwart und Zuverlässigkeit des Vorführers die einzige Möglichkeit, einen Filmbrand zu verhüten.

Die Eisenbetonkonstruktionen in dem Deutschen Studentenhaus zu Danzig.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. **Richard Kohnke**, Danzig.

Unmittelbar neben dem Gelände der Technischen Hochschule Danzig ist das Deutsche Studentenhaus (Abb. 1) nach Entwürfen des Architekten Prof. Dr.-Ing. Phleps errichtet worden. Der Grundstein hierzu wurde im Sommer 1927 gelegt. Dem privatwirtschaftlichen Zweck dieses Gebäudes entsprechend, ist im Sockelgeschoß (Abb. 2) die geräumige Küche mit allen Nebenräumen, wie Kartoffelschälraum, Anrichte, Spülküche, Tageskammer, Kühlraum, Umkleide- und Eßraum für das Küchenpersonal usw. untergebracht. Das Erdgeschoß enthält die Gesellschafts- und Speiseräume (Abb. 3). Dem kleinen und großen Saal (sog. Königsberger Saal) ist eine mit sieben Erkern versehene Kaffeehalle vorgelagert, die freien Ausblick auf den vor dem Studentenhaus gelegenen Sportplatz gewährt. In den Obergeschossen (Abb. 4) sind Verwaltungsräume, Wohnung des Geschäftsführers, Spielzimmer, Barbierstube, Zimmer des Sportarztes, Vervielfältigungsraum, die Telefonkammer, der Gymnastiksaal, die Fechträume usw. vorgesehen.

Das Baugelände war durch Bohrungen als unsicher und ungleichmäßig festgestellt worden. Das abschüssige Gelände zeigte nicht nur auf dem westlichen Teil des Grundstücks Moorschichten, sondern es war auch zu befürchten, daß die anschließenden Hügel Tageswasser in solchen Mengen dem Baugrunde zuführen würden, daß eine Unterspülung der Fundamente erwartet werden konnte. Tatsächlich weisen auch mehrere Häuser in der Nähe dieser Hügel ganz bedeutende Risse auf. Daher wurde der östliche nach der Hochschule zu gelegene Bauteil in gewöhnlichem Stampfbeton fundiert, der westliche Bauteil dagegen mußte wegen der Schlammschicht im Untergrund auf Bohrpfähle aus Eisenbeton gesetzt werden. Der Übergang von der Bohrpfahlgründung zur Flachgründung wurde hergestellt durch steife Eisenbetonbalken und Rundeisenanker bis zu den östlichen Gebäudequerwänden. Auf diesen Fundamenten ist das Sockelgeschoß in Ziegelmauerwerk aufgebaut. Die Decken dieses Geschosses sind in üblicher Weise zum Teil massiv, zum Teil mit Ackermann-Hohlsteinen ausgeführt worden.

Bei der konstruktiven Durchbildung des Erdgeschosses (Abb. 6) ergab sich dagegen aus der Forderung, den kleinen und den großen Saal stützenfrei zu überdecken, eine Aufgabe, deren Lösung zur Anwendung von Eisenbetonkonstruktionen nicht ganz gewöhnlicher Art führte. Die Decke des Königsberger Saales ist — bei annähernd quadratischem Grundriß — als kreuzweise bewehrte Kassettendecke ausgebildet, wobei diese Decke nach beiden Richtungen zusammenhängend mit den anschließenden

Feldern ausgeführt und dementsprechend — zur Erzielung geringerer Feldmomente — berechnet worden ist. Die Randträger dieser Kassettendecke, von denen der auf der Südseite als Wandträger ausgebildet ist (s. unten), ruhen auf vier winkelförmigen Eisenbetonsäulen, die zusammen mit den Trägern biegungsfeste Rahmen bilden. Es ist hierdurch eine stützenfreie Überdeckung eines Raumes von etwa 10 × 11 m Grundfläche erreicht worden (Abb. 6). Die Untersicht der Kassettendecke ist unverkleidet geblieben (Abb. 6a).

Bei dem kleinen Saal ist die Schaffung eines stützenfreien Raumes von etwa 11 × 11 m Fläche mit ebener Deckenuntersicht dadurch ermöglicht worden, daß die Decke über diesem Raum an einem der vier Rahmenbinder angehängt worden ist, die im Obergeschoß angeordnet werden mußten, um die Lasten der darüberliegenden Geschosse von den weitgespannten Saaldecken fernzuhalten (Abb. 5, 7 u. 8). Die Ausbildung dieses rd. 11 m weitgespannten, als Zweigelenkrahmen mit Zugband berechneten und ausgeführten Binders „*a*“ ist aus Abb. 10 u. 12 ersichtlich. Zur Aufnahme der Auflagerkräfte dieses Rahmens sind schmale Eisenbetonsäulen vorgesehen, die, in den Wänden liegend, die Lasten unmittelbar auf Fundamentsockel übertragen.

Zwei Rahmen gleicher Spannweite und ähnlicher Ausbildung (Binder „*b*“) sind zu beiden Seiten des großen Saales angeordnet und liegen auf den vorher erwähnten winkelförmigen Eisenbetonstützen (Abb. 13).

Der Abstand dieser beiden Rahmen ist noch durch einen Rahmenbinder „*c*“ unterteilt, der wegen der darunterliegenden Decke des großen Saales von Außenwand zu Außenwand gespannt werden mußte und daher — bei rd. 14,8 m Spannweite — beträchtliche Abmessungen erforderte (Abb. 11 u. 14).

Abb. 1. Deutsches Studentenhaus Danzig.

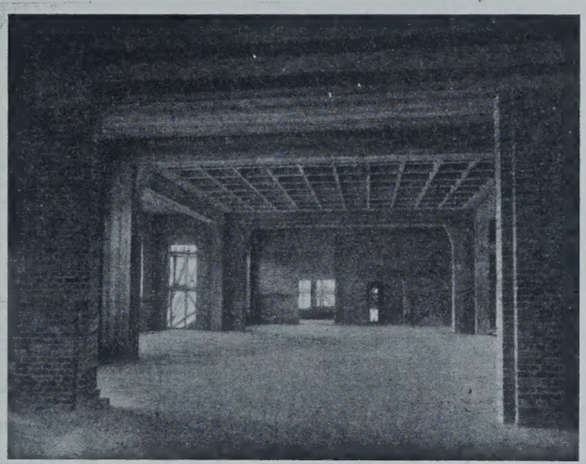


Abb. 6a. Kassettendecke des Königsberger Saales.

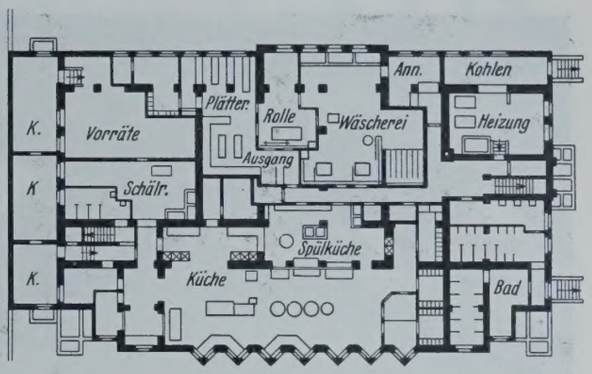


Abb. 2. Sockelgeschoß.

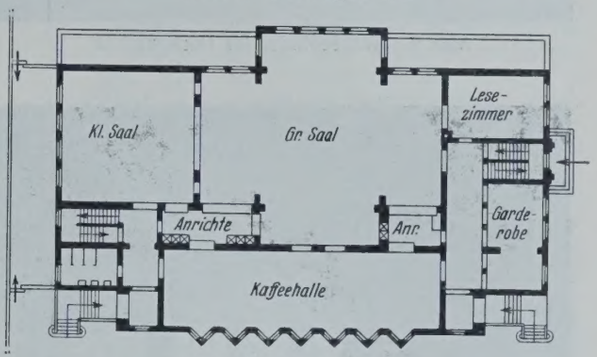


Abb. 3. Erdgeschoß.

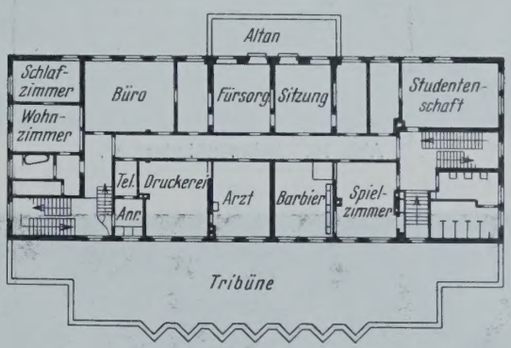
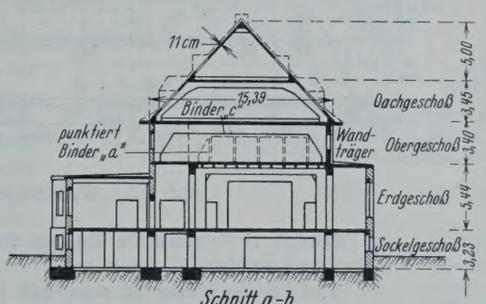
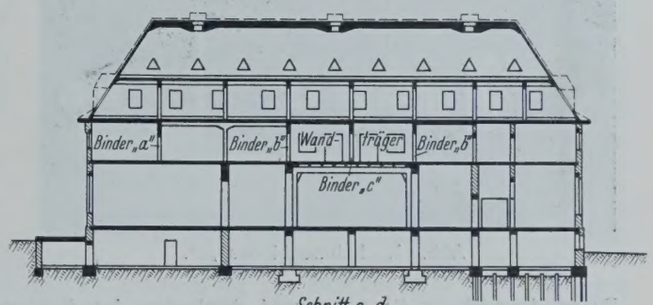


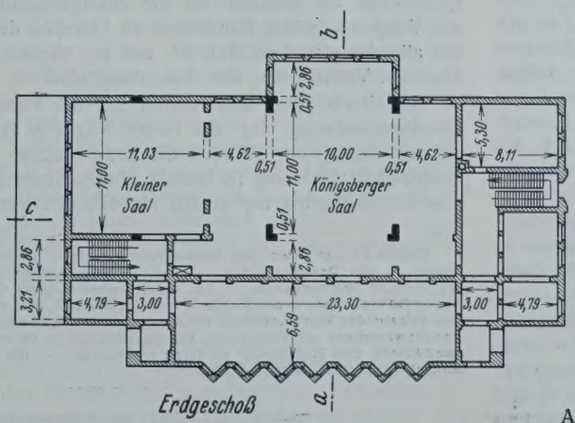
Abb. 4. Obergeschoß.



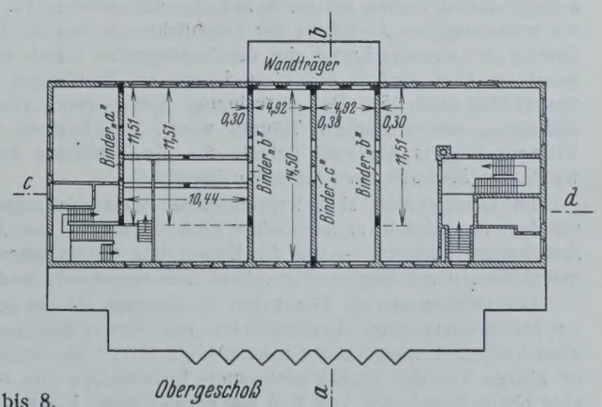
Schnitt a-b



Schnitt c-d



Erdgeschoß



Obergeschoß

Abb. 5 bis 8.
Grundrisse und Schnitte mit Angabe der Tragkonstruktionen.

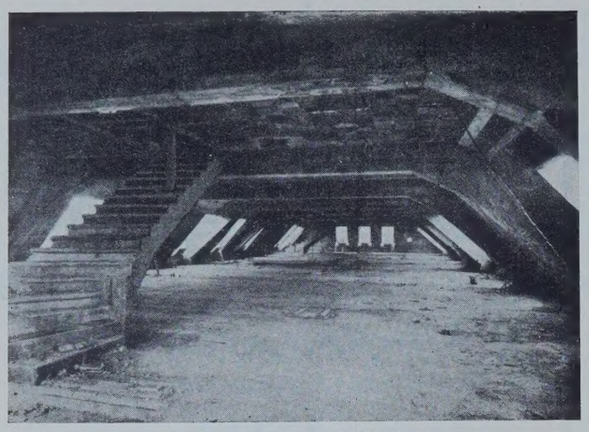


Abb. 9. Trapezbinder im Dachgeschoß.

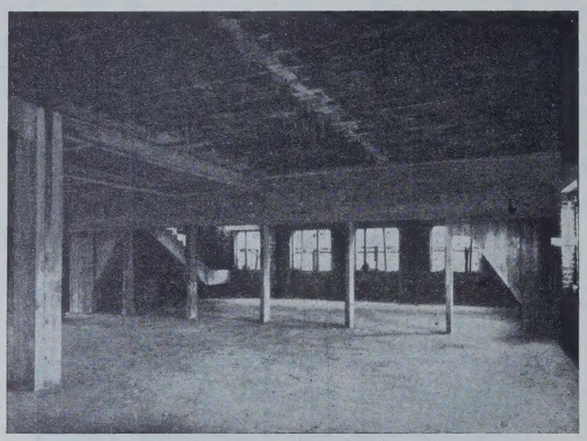


Abb. 10. Rahmenbinder „a".

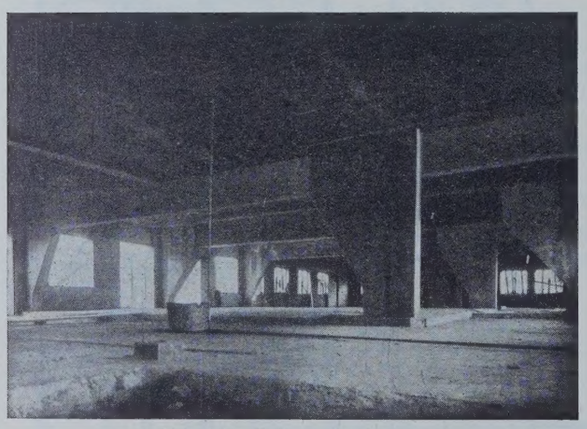


Abb. 11. Rahmenbinder „c".

Da auf der Südseite die Außenwand durch den dem Königsberger Saal angegliederten Vorbau auf rd. 10 m Länge unterbrochen ist, erwies es sich als notwendig, zur Aufnahme der erheblichen Auflagerkraft des Rahmens (Binder „c") und der Lasten der darüberliegenden Geschosse die Außenwand im Obergeschoß auf diese Länge als Wandträger in Eisenbeton auszubilden (Abb. 15). Der Berechnung dieses durch Tür- und Fensteröffnungen unterbrochenen Trägers wurde ein System nach Art des Vierendeelträgers zugrunde gelegt; für die Ermittlung der Schnittkräfte wurde die Methode der Festpunkte benutzt.

Im Dachgeschoß sind trapezförmige Binder in regelmäßigen Abständen von rd. 5,20 m angeordnet (Abb. 9), die — von Außenwand zu Außenwand gespannt — wie die Binder des Obergeschosses als Zweigelenkrahmen mit Zugband berechnet und ausgebildet sind.

Die vollkommen in Eisenbeton hergestellte, 11 cm starke Dachhaut ist als biegungsfester Dreieckbinder mit Firstverstärkung, aber ohne Zwischenbalken ausgeführt worden (Abb. 5 u. 7). Als Feldbewehrung war im oberen Teil des Daches eine untere Eiseneinlage von 10 ⌀ 10/m und eine obere Bewehrung von 4 ⌀ 8/m erforderlich. Im Dachgeschoß waren die entsprechenden Werte 8 ⌀ 8/m bezw. 5 ⌀ 6/m.

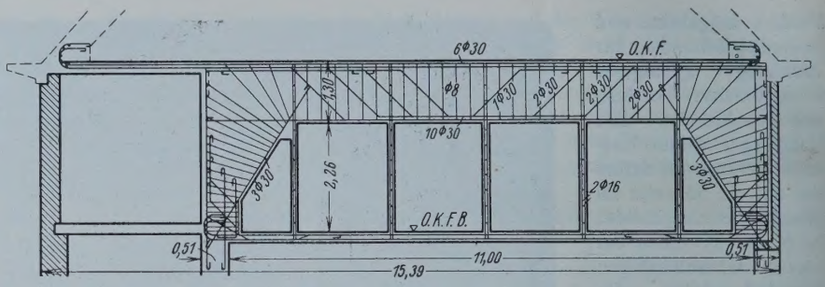


Abb. 12. Rahmenbinder „a".

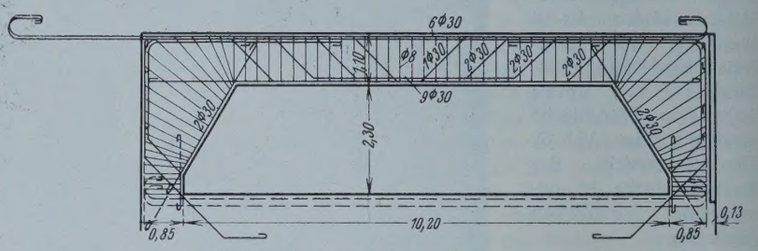


Abb. 13. Rahmenbinder „b".

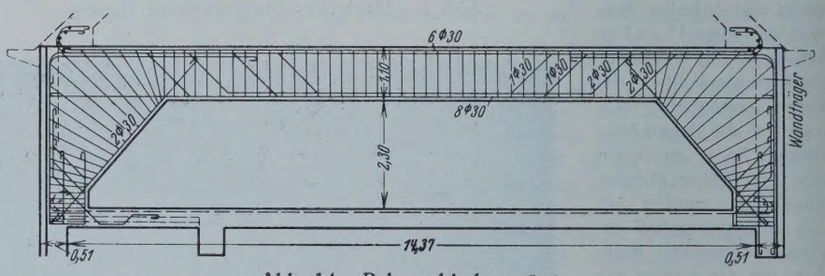


Abb. 14. Rahmenbinder „c".

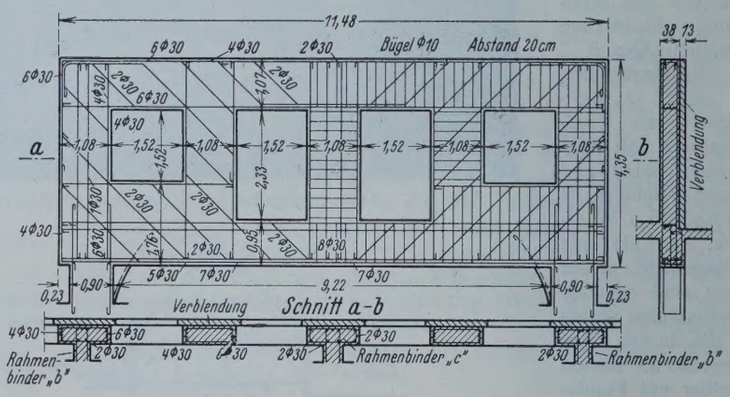


Abb. 15. Wandträger.

Ebenso sind sämtliche Treppen nach üblicher Weise in Eisenbeton konstruiert worden.

Von Interesse mag es sein, daß bei der Wahl zwischen Eisen und Eisenbeton als Baustoff für die weitgespannten Rahmenkonstruktionen ein Vergleich beider Bauweisen zu Gunsten des Eisenbetons ausfiel, wobei allerdings zu beachten ist, daß bei diesem Vergleich die besonderen Danziger Verhältnisse von Bedeutung sind.

Die Berechnung und Ausführung der Fundierung und der gesamten Eisenbetonarbeiten lag der Firma Wayss & Freytag A.-G., Zweigniederlassung Danzig ob, während die Erd-, Maurer- und Zimmererarbeiten das Baugeschäft G. König in Danzig übernommen hatte. Die Bauleitung der Eisenbetonarbeiten lag in den Händen des Verfassers.

INHALT: Zur Feier des fünfundzwanzigjährigen Bestehens der Technischen Hochschule Danzig. — Der Danziger Hafen. — Wirtschaftliche Fortschritte beim Schöpfwerkbau im Gebiete des Danziger Deichverbandes. — Die Wasserkraftnutzung im Gebiete der Freien Stadt Danzig. — Neuere Entwicklungen in den Seehäfen. — Der Schwebelift, eine neue Bauweise von Luftseilbahnen. — Die Aufgabe der Versuchsanstalt für Wasserbau an der Technischen Hochschule Danzig. — Das Kompressorenhaus der Ruhrchemie Aktiengesellschaft in Sterkrade-Holten. — Gefahren in Lichtspielhäusern und Maßnahmen zu ihrer Beseitigung. — Die Eisenbetonkonstruktionen in dem Deutschen Studentenhaus zu Danzig.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

7. Jahrgang | BERLIN, 26. Juli 1929 | Heft 32

Die Unterführung der Reichsbahn Magdeburg—Stendal unter dem Mittellandkanal.

Alle Rechte vorbehalten.

Von den Regierungsbauräten Dr.-Ing. **Schinkel**, Magdeburg, und **Prött**, Elbeu.

Allgemeines. Der Mittellandkanal wird im Gebiet nördlich von Magdeburg, bevor er auf hoher Kanalbrücke die Elbe überschreitet, auf einer Dammstrecke geführt, die etwa bei Neuhaldensleben beginnt und in einer Länge von rd. 18 km allmählich immer höher werdend am linken Hochwasserdeich der Elbe mit den Leinpfaden rd. 17 m über dem Gelände liegt. Im westlichen flacheren Teil dieser Dammstrecke ist es noch möglich, die Verkehrswege mit erträglicher Rampenlänge auf Brücken über den Kanal hinweg zu führen. Die in der östlichen, rd. 5 km langen hohen Auftragstrecke liegenden Straßen und die Reichsbahn Magdeburg — Stendal müssen unter den Kanal hindurchgeführt werden (Abb. 1). Liegt doch der Kanalwasserspiegel in der Elbehaltung auf NN + 56 m, die Oberkante des Leinpfades auf NN + 59 m und die Schienenoberkante an der Kreuzungsstelle auf NN + 44,49 m in einer Neigung 1 : 1400.

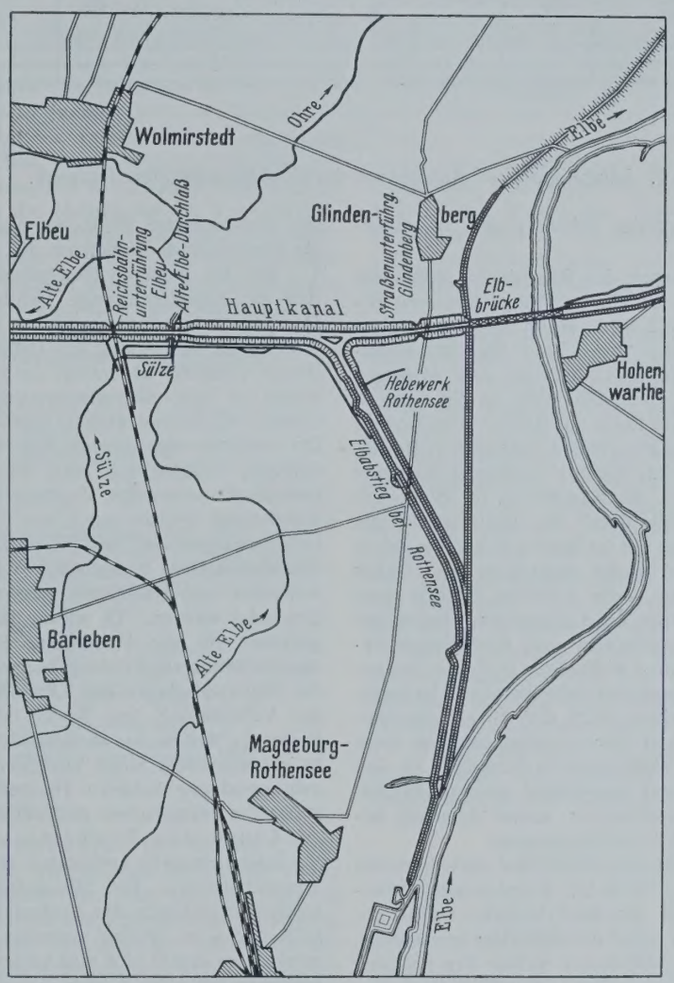


Abb. 1. Lageplan.

Lage des Bauwerks. Das Unterführungbauwerk liegt etwa 2800 m südlich des Bahnhofs Wolmirstedt, etwa 5 km nördlich des Bahnhofs Magdeburg-Rothensee (Abb. 1). Der Kanal kreuzt die Eisenbahn unter einem Winkel von 76° 26'. Mit Rücksicht auf den Schnellzugverkehr dieser wichtigen Strecke wurde seitens der Reichsbahn die Beibehaltung der vorhandenen Linienführung gefordert, da ein zur Kanalachse senkrechtes Bauwerk eine sehr unerwünschte S-Kurve unmittelbar im Anschluß an die bestehende Kurve südlich von Wolmirstedt bedingt hätte. Es kam daher nur eine schiefwinklige Kreuzung in Frage.

Baugrund. Die Baustelle liegt im alluvialen Elbstromgebiet, das vor Erbauung der Elbhochwasserdeiche noch bis vor kaum 200 Jahren von den Elbhochwässern alljährlich überflutet wurde. Infolgedessen wird die Deckschicht aus humosem, mehr oder weniger sandigem, kalkfreiem Elbschlick bis zu 2 m Mächtigkeit gebildet. Darunter liegt alluvialer feiner, teilweise tonstreifiger Sand. Von etwa NN + 39,5 m ab steht durchweg diluvialer kiesiger Sand an, der mit zunehmender Tiefe im allgemeinen gröber wird, zum Teil in groben Kies übergeht (Abb. 2). In 13 bis 14 m Tiefe unter Gelände liegt durchweg dichter schwarzer Geschiebemergel. Dem alluvialen, feinen Sand, in dem einige schwache Tonschichten eingelagert sind, konnten nicht die Bodenpressungen bis 4 kg/cm² zugemutet werden. Die Gründungssohle wurde daher auf NN + 39,5 m im diluvialen Kiessand angenommen.

Grundwasser. Die mehrjährigen Beobachtungen des Grundwasserstandes haben Schwankungen bis zu rd. 1 m ergeben. Der niedrigste in den letzten sechs Jahren beobachtete Grundwasserstand liegt etwa auf NN + 41 m, während der höchste beobachtete etwa auf NN + 42 m liegt. Durch Rückstau der Ohre sind aber früher schon Grundwasserstände bis nahezu NN + 43 m beobachtet worden.

Aus zwei Bohrlöchern waren in je 5 m und 10 m Tiefe Wasserproben entnommen und chemisch untersucht worden. Die Analysen ergaben einen Gehalt an gebundener Schwefelsäure bis zu etwa 250 mg/l, die hauptsächlich als Calciumsulfat, in nicht unbeträchtlicher Menge aber auch als leichtlösliche Sulfate des Magnesiums und Natriums vorhanden ist. Gerade die letzteren sind besonders geeignet, auf Beton zerstörend einzuwirken. Die umfangreichen und langjährigen Analysen des Grundwassers im Gebiete des Mittellandkanals nördlich von Magdeburg haben einen Gehalt an Schwefelsäure bis zu etwa 800 mg/l ergeben, die zum größten Teil an Kalk gebunden ist. Obwohl in vielen Bohrlöchern eine gewisse örtliche und auch zeitliche Beständigkeit des SO_3-Gehalts festgestellt und im allgemeinen auch ein Abnehmen des SO_3-Gehalts von Westen nach Osten zu beobachten ist — östlich der Elbe ist z. B. in keinem der vielen Bohrlöcher jemals ein SO_3-Gehalt über 100 mg/l festgestellt worden — konnte doch nicht mit einiger Zuverlässigkeit für die einzelnen Bauwerke angegeben werden, innerhalb welcher, auch ziemlich weiter Grenzen, wohl im Laufe der Zeit der SO_3-Gehalt schwanken würde.

Es ist trotz langjähriger Zusammenarbeit mit der Geologischen Landesanstalt und Hinzuziehung der Landesanstalt für Wasser-, Luft- und Bodenhygiene in Berlin nicht gelungen, einwandfrei das Herkommen des SO_3-Gehalts und insbesondere einen Grund für den verhältnismäßig starken örtlichen und in weniger großem Umfange auch zeitlichen Wechsel im SO_3-Gehalt des Grundwassers zu bestimmen. Die südwestlichen Hänge des Urstromtales in dem fraglichen Gebiete der Ohre, denen das Grundwasser entströmt, bestehen größtenteils aus tertiärem, mitteloligocänem Septarienton, der mit Schwefelkiesknollen zum Teil stark durchsetzt ist. Die diluvialen Schotter, die sich vermischt mit anderen Diluvial-Geschieben aus dem aufgearbeiteten Septarienton im Tal abgelagert haben, enthalten ebenfalls stellenweise viel Schwefelkiesknollen, durch die wohl der SO_3-Gehalt des Grundwassers hervorgerufen wird. Nun kommt es ja keinesfalls allein auf die absolute Menge der im Grundwasser enthaltenen betonschädlichen Salze an. Wichtiger ist die Geschwindigkeit des Grundwasserstroms in den fraglichen Bodenschichten. Und diese hängt im allgemeinen von der Korngröße und Kornzusammensetzung der Bodenschichten ab. Ein hoher SO_3-Gehalt im feinsandigen Ton ist unter Umständen weniger schädlich als ein geringer SO_3-Gehalt im groben Kies mit starkem Grundwassergefälle. Es ist also bei allen Bauwerken aus Beton in diesem Gebiete größte Vorsicht geboten. Da die Reichsbahnunterführung mit ihrer Gründungssohle im kiesigen Sand steht, mußten besondere Maßnahmen gegen das SO_3-haltige Grundwasser getroffen werden. Geringe Mengen an aggressiver Kohlensäure, die im Grundwasser vorhanden sind, spielen dagegen keine Rolle.

Gründung. Die über der Gründungssohle liegenden nicht tragfähigen Bodenschichten haben eine Mächtigkeit von rd. 5 m. Darunter liegt kiesiger Sand bis grober Kies. Der undurchlässige Geschiebemergel steht erst in mindestens 13 m Tiefe unter Gelände an. Bei diesen Bodenverhältnissen war es am wirtschaftlichsten und zuverlässigsten, die eigentlichen Betonwiderlager und die Flügelmauern bis zur Gründungssohle hinabzuführen und die darüberliegenden, nicht tragfähigen Bodenschichten unter dem Schutze einer Grundwassersenkung auszuheben. Es mußte dabei allerdings berücksichtigt werden, daß auch der unterste, gering beanspruchte Widerlagerkörper aus einem dichten Beton hergestellt wurde,

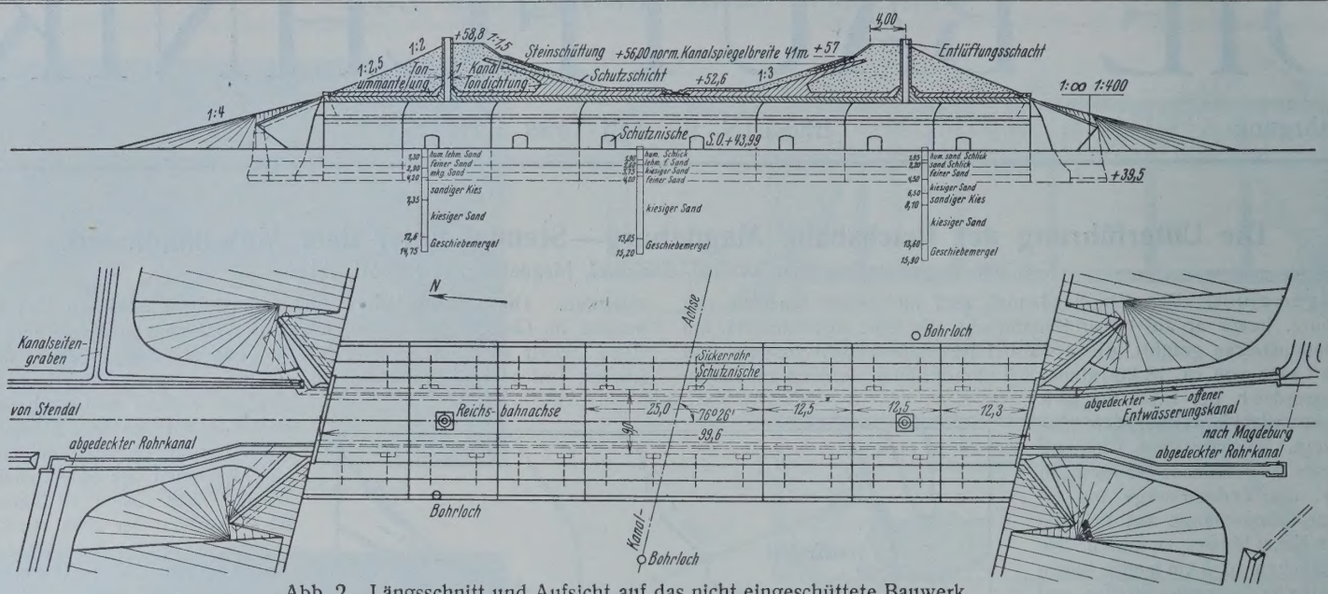


Abb. 2. Längsschnitt und Aufsicht auf das nicht eingeschüttete Bauwerk.

um trotz der Außendichtung einen genügenden Schutz gegen das betonschädliche Grundwasser zu bieten.

Hauptabmessungen. Auf Verlangen der Reichsbahn mußte der frei zu haltende Querschnitt die spätere Einführung des elektrischen Betriebes berücksichtigen. Es war daher eine lichte Weite von 9 m und im Scheitel auf 4,5 m Breite eine lichte Höhe von 6,10 m über SO vorzusehen. Um bei Gleisarbeiten innerhalb des Bauwerks den Arbeitern einen größeren Schutz zum Ausweichen zu bieten, sind an der Seite in 12,5 m Abstand 2 m breite, 1,8 m über SO hohe und 0,5 m tiefe Nischen ausgespart und nicht gegenüberliegend, sondern versetzt angeordnet (Abb. 2).

Wahl des statischen Systems. Für die zur Verfügung stehende Bauhöhe war maßgebend, daß einerseits die Kanalsohle in Höhe des Normalprofils (d. i. NN + 52 m) durchläuft, damit die Haltung entleert werden kann, anderseits eine Senkung der SO im Bauwerk nur bis 0,5 m (d. i. SO auf NN + 43,99 m) von der Reichsbahn zugelassen war. Damit waren neben ebenen Deckenausbildungen auch gewölbte Decken noch gerade möglich. Unter den letzteren wurde der eingespannte Bogen (sowohl aus Eisenbeton wie aus Klinkermauerwerk) und der Dreigelenkbogen untersucht. Als gerade Decken kamen Walzträger in Beton, der geschlossene Eisenbetonrahmen und der Eisenbetonplattenbalken in Betracht.

Die überschlägliche statische Untersuchung zeigt, daß der eingespannte Eisenbetonbogen infolge der Schwind- und Temperaturspannungen stark bewehrt werden mußte, und daß die Widerlager im Vergleich zu den Widerlagern beim Dreigelenkbogen kräftiger ausgebildet werden mußten. Die Kosten eines eingespannten Eisenbetonbogens wären demnach beträchtlich höher ausgefallen als die eines Dreigelenkbogens.

Für den Dreigelenkbogen kam ein Halbkreisgewölbe und ein elliptisches Gewölbe mit senkrechter großer Achse in Betracht. Vergleichende überschlägliche Untersuchungen ergaben, daß für das Gewölbe selbst die elliptische Form günstiger ist, da sie sich mehr der Stützlinie anschmiegt, daß sie aber für die Standsicherheit der Widerlager wegen des steileren Kämpferdrucks bei dem infolge der großen Höhe der Widerlager beträchtlichen Erddruck ungünstiger wird. Es wurde daher ein halbkreisförmiger Dreigelenkbogen in den Vergleich gezogen.

Von den geraden Decken sind Walzträger in Beton unwirtschaftlicher als Eisenbetonplattenbalken, sie kommen eigentlich nur bei sehr beschränkter Bauhöhe in Frage. Der geschlossene Eisenbetonrahmen wurde ausgeschieden, da er die starken Erschütterungen der mit voller Fahrt durch das Bauwerk fahrenden Züge in sehr ungünstiger Weise auf den Dammkörper und die Dichtung des Kanaltrogs überträgt. Der hinsichtlich der Baukosten sehr im Vordergrund stehende geschlossene Rahmen setzt im Vergleich zu allen anderen Ausführungsmöglichkeiten diesen unter Umständen gefährlich werdenden Erschütterungen die geringste Masse entgegen. Auch ein stärkeres Erdpolster unter den Gleisen, d. h. ein tieferes Hinabführen der Seitenwände, würde keine wesentliche Verbesserung bedeuten.

Der Kostenvergleich für einen Eisenbetonplattenbalken und einen Dreigelenkbogen ergab eine annähernde wirtschaftiche Übereinstimmung. Die Entscheidung hätte daher für das Bauwerk ausfallen müssen, das die größte Betriebssicherheit für den Kanal und die Reichsbahn bietet. Wenn auch beim Dreigelenkbogen keine unmittelbare Gefahr besteht, daß die Bewegungen des Gewölbes infolge der elastischen Formänderungen und infolge von Widerlagerbewegungen ein Reißen der das Gewölbe umgebenden Tondichtung herbeiführen können, so hat doch der Dreigelenkbogen bezüglich der Sicherheit der Dammstrecke gewisse Nachteile, die mit abnehmender Pfeilhöhe wachsen. Bei etwa gleichen Kosten wird die Entscheidung zugunsten des Plattenbalkens ausfallen.

Bei der weiteren Bearbeitung des Plattenbalkens zeigte sich jedoch, daß die kassettenförmige untere Deckenfläche infolge der Längs- und Querrippen im Zusammenhang mit der beträchtlichen Länge des Bauwerkes, für den Abzug der Lokomotivgase außerordentlich hinderlich ist. Dieser Umstand ist einmal in betrieblicher Hinsicht störend und würde weiter zu einer schnelleren und erhöhten Zerstörung des Eisenbetons führen. Es könnte deshalb nur eine vollständige Verkleidung der unteren Deckenfläche eine gewisse Abhilfe bringen. Anderseits würde durch eine derartige Verkleidung auch die für eine ordnungsmäßige Unterhaltung unbedingt notwendige Zugänglichkeit stark eingeschränkt. Unter diesen schwierigen Verhältnissen, wo in dem langen Bauwerk die schwefligen Lokomotivgase und der Wasserdampf trotz dichter Verkleidung von dem Eisenbeton nicht ferngehalten werden können, kann auf die Dauer beim Auftreten von Haarrissen eine Gefahr für die Eiseneinlagen nicht abgewendet werden. Es wurde daher dem Verlangen der Reichsbahn stattgegeben, für die Ausführung einen eingespannten Bogen aus bestem, säurebeständigem Klinkermauerwerk in Zementmörtel zu wählen und auch die Betonwiderlager mit Klinkern zu verblenden. Damit war die Frage der Verwendung von Beton oder Eisenbeton für die Innenseiten des Bauwerks wegen der zerstörenden Wirkung der Rauchgase der Lokomotive in verneinendem Sinne entschieden. Es ist anzunehmen, daß durch die aufgewendeten höheren Herstellungskosten sich die Unterhaltung des Bauwerks vereinfachen und verbilligen wird.

Länge des Bauwerks und Ausbildung der Decke. Die Voruntersuchungen erstreckten sich auch auf die Länge des eigentlichen Tunnelbauwerks. Die Mindestlänge muß das uneingeschränkte Kanalprofil einschließlich der beiderseitigen Leinpfade umfassen. Wenn außerhalb der 4 m breiten normalen Leinpfade die Stirnmauern angeordnet werden, so ergibt sich eine Gesamtlänge von rd. 64 m. Die Flügelmauern erreichen bei einer solchen Anordnung eine Höhe von rd. 19,3 m über der Gründungssohle. Dabei kommen zwei verschiedene Ausbildungen der

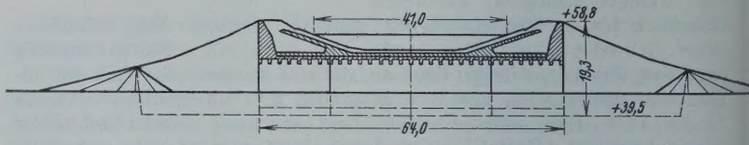


Abb. 3. Wagerechte Decke mit hohen Stirnmauern.

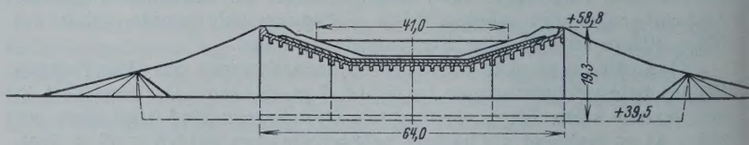


Abb. 4. Seitlich hochgezogene Decke.

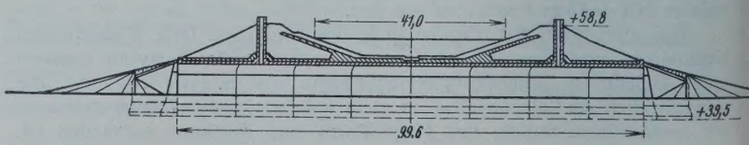


Abb. 5. Wagerechte Decke bis zu den Außenböschungen.

Decke in Frage. Entweder kann die Decke wagerecht mit hohen Stirnmauern (Abb. 3) durchgeführt oder unter den Leinpfaden entsprechend den ansteigenden Kanalinnenböschungen hochgezogen werden (Abb. 4). Beide Möglichkeiten bieten in baulicher Hinsicht keine Schwierigkeiten. Auch hat die Reichsbahn mit Rücksicht auf Rauchabführung und Belichtung keine besonderen Wünsche geäußert. Bei der wagerechten Decke werden aber recht hohe, außerordentlich schwere Stirnmauern erforderlich, die das Gewölbe ungünstig beanspruchen und wohl zum Abreißen der Gewölbeenden und damit zur Beschädigung der Kanaldichtung führen können. Bei beiden Lösungen erreichen, wie erwähnt, die Flügelmauern die beträchtliche Höhe von 19,3 m, gegen die sich unmittelbar die Tondichtung des Kanals anlegt, so daß auch bei reichlichen Abmessungen und sorgfältiger Ausführung keine volle Gewähr dafür geboten ist, daß nicht Bewegungen eintreten, die zum Reißen der Kanaldichtungsschale und damit zu einer Katastrophe für den Kanal führen müssen.

Es mußte deshalb versucht werden, zur Herabminderung der Höhe der Flügelmauern, das Gewölbe bis unter die Leinpfade hindurch zu erstrecken, wobei auf jeden Fall eine Gefahr für die Kanal-Tondichtung ausgeschlossen wurde. Die größte Länge des Bauwerks — 99,6 m — mit der geringsten Höhe der Flügelmauern entsteht bei Durchführung des Gewölbes bis zum Schnitt mit den äußeren Kanaldammböschungen mit ganz niedrigen Stirnmauern (Abb. 5). Ein wirtschaftlicher Vergleich mit kürzeren Gewölben und entsprechend längeren und höheren Flügelmauern sowie höheren Stirnmauern zeigte, daß die Mehrkosten für 1 m Gewölbe gegenüber der entsprechenden Flügelmauer-Verlängerung und Stirnmauer-Erhöhung an der Grenzlänge des Gewölbes etwa 14% bei rechtwinkligen Flügeln und etwa 10% bei parallelen Flügeln betragen, daß diese Mehrkosten aber sehr bald bei weiterer Verkürzung des Gewölbes mit wachsender Flügel- und Stirnmauerhöhe verschwinden. Es wurde daher das Gewölbe bis an die äußeren Dammböschungen durchgeführt.

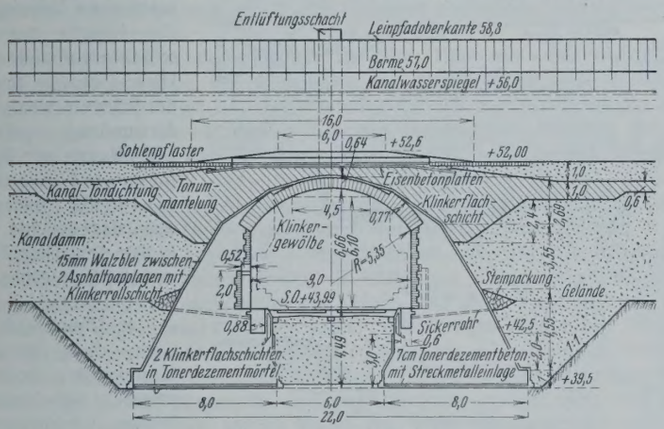


Abb. 6. Querschnitt.

Kanalquerschnitt über dem Bauwerk. Das für die Dammstrecken mit 41 m Wasserspiegelbreite vorgesehene Kanalprofil mußte ohne Einschränkung auch der Wassertiefe über das Bauwerk hinweg geführt werden (Abb. 6), um die Möglichkeit der vollständigen Entleerung der Kanalhaltung zu haben. Anderseits verlangte die Reichsbahn die Freihaltung des in der Mitte 6,10 m hohen Profils, was bei der erforderlichen Gewölbestärke nur möglich war, wenn die mit Rücksicht auf den höchsten Grundwasserstand noch zulässige Senkung des Planums um 0,5 m im Bauwerk vorgenommmen und die Tondichtung auf 0,40 m über dem Gewölbe-Scheitel eingeschränkt wurde. Die Tondichtung über dem Scheitel ist jedoch nicht in der ganzen Breite des Profils so geschwächt worden. Um das Kanalwasser abfließen zu lassen, genügt es, im mittleren Teil des Profils eine schmale Eisenbetonrinne vorzusehen, die durch eine unterliegende Eisenbetonplatte besonders gesichert wird (Abb. 7).

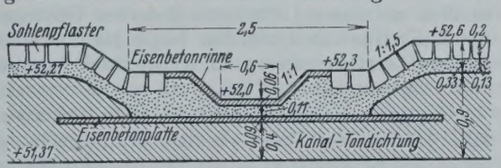


Abb. 7. Eisenbetonrinne im Kanaltrog.

Gewölbe und Widerlager. Das in ganzer Länge einheitlich durchgeführte Klinkergewölbe hat parallel zur Kanalachse (76° 26′ schräg zur Bahnachse) ausgebildete Stirnmauern. Dadurch entstehen schiefe Endstücke des Gewölbes, die in Klinkermauerwerk ohne Verhau nicht einwandfrei hätten ausgebildet werden können. Es wurde deshalb eine Verblendung mit sächsischen Granitwerksteinen für die Gewölbe-Ansichtflächen und die Stirnmauern vorgesehen. Die untere Leibung des Gewölbes ist nach einem Kreisbogen mit einem Halbmesser von 5,35 m geformt. Die Gewölbestärke beträgt von den Kämpfern bis etwa zu den Drittelpunkten 3 Steine = 0,77 m, in dem mittleren Teil $2^1/_2$ Steine = 0,64 m.

Die aus Stampfbeton hergestellten Widerlager sind so geformt, daß ein innerer Sporn unter den Gleisen tunlichst vermieden wird. Damit werden die Erschütterungen der schnellfahrenden Fahrzeuge von den Widerlagern möglichst ferngehalten und die Möglichkeit eines Reißens der Tondichtung herabgemindert. An dem westlichen Widerlager mußte innen ein begehbarer, im lichten 0,9 m weiter und 1 m hoher, frostsicher abgedeckter Rohrkanal (Abb. 6) für ein 350 mm weites Druckwasserrohr des die Magdeburger Bahnhöfe versorgenden Bahnwasserwerks bei Wolmirstedt vorgesehen werden. Dieser Rohrkanal ist an beiden Enden des Bauwerks als Eisenbetonkanal verlängert und auf die Abführung des Wassers bei Rohrbruch eingerichtet. Er dient in Verbindung mit einem an der Innenseite des östlichen Widerlagers angeordneten 0,6 m weiten Entwässerungskanal zugleich für die Entwässerung des Bahnplanums.

Eine einseitige Neigung des Planums innerhalb des Bauwerks hätte unter dem Oberbau eine sehr ungleichmäßige Bettungsstärke bedingt. Da außerdem nach Ansicht der Reichsbahn in dem rd. 100 m langen Bauwerk stets feuchte Luft herrschen wird, die Niederschlagwasser erzeugt, das bei einseitiger Entwässerung zu langsam abgeführt wird, ist zur schnelleren Wasserableitung aus der Bettung das Planum von der Mitte jedes Gleises aus beiderseits 1:25 abgedacht. Soweit das Sickerwasser nicht in dem eingebrachten und eingeschlämmten durchlässigen Untergrund dem Grundwasser zugeführt wird, fließt es durch 10 cm weite Sickerrohre den beiderseitigen Kanälen zu und wird von hier mit einem Gefälle von 1:500 den Vorflutern zugeleitet. Die Einführung dieser Dränungen in die Seitenkanäle liegt so hoch, daß auch bei etwaigem stärkerem Wasserandrang und hohem Grundwasserstande ein Rückstau in die Dränrohre vermieden wird. Beide Sickerkanäle sind mit Aussparungen von 0,1 m Höhe und 0,1 m Tiefe zur Aufnahme von Kraft- und Telegraphenkabeln versehen. Die frostsichere Abdeckung des westlichen Rohrkanals besteht aus einem oberen querliegenden Bohlenbelag, der in abnehmbaren Tafeln aufgelegt wird, und einem unteren einfachen Bretterbelag mit zwischenliegender Isolierschicht aus Torfmull.

Um zu verhüten, daß etwa in den Damm eindringendes Wasser sich in dem durch Bauwerk und Flügelmauern begrenzten Raum sammelt und den Dammkörper durchweicht — die zwischen Gründungssohle und Gelände liegenden Bodenschichten können nicht als unbedingt wasserdurchlässig gelten — erhalten die Widerlager in 6,25 m Abstand Entwässerungsrohre von 0,1 m Durchm. mit filterartiger Steinhinterpackung, die unter Geländeoberfläche eingebaut wird, um das Wasser möglichst tief abzufangen. Die dammseitigen Enden der Entwässerungsrohre sind mit Sieben versehen, die ein Durchfließen von Sand verhindern.

Die Widerlager haben an den Innenflächen oberhalb des Planums aus denselben Klinkern wie das Gewölbemauerwerk eine Verblendung erhalten, die mit Alcazementmörtel gemauert wurde, während für das Gewölbe Portlandzementmörtel mit Traßzusatz verwendet wurde.

Flügelmauern. Mit Rücksicht auf die an und für sich schon recht große Länge des Bauwerks hatte die Reichsbahn gegen parallel zur Gleisachse in der Richtung der Widerlager gestellte Flügel Bedenken geäußert. Um bei Schneeverwehungen hinter den Flügelmauern eine größere Ablagerfläche zu erhalten, verlangte sie die Flügel schräg zur Bahnachse, etwa in der Neigung 1:6 anzulegen. Wirtschaftliche Vergleichsentwürfe führten dazu, die Flügelmauern unter 45° zur Gleisachse anzuordnen. Die als reine Schwergewichtmauern ausgebildeten Flügel (Abb. 8) mit leicht unterschnittener unterer Hinterfläche bieten nichts Bemerkenswertes. Die um die Flügelmauern herumgeführten Böschungskegel in der Neigung 1:2 werden mit im Mittel 0,2 m starken Steinen abgepflastert. Im übrigen sollen an den Flügeln die Übergangsböschungen, soweit sie steiler als die normalen Kanalböschungen ausgeführt werden müssen, Pflasterung erhalten. Die Oberfläche der Flügelmauern hat Abdeckplatten aus sächsischem Granit wie die Stirnflächen erhalten.

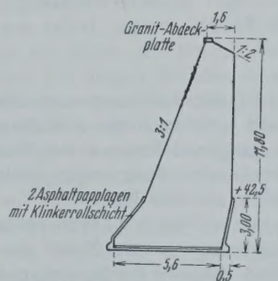


Abb. 8. Querschnitt der Flügelmauern.

Bauwerkfugen. Zur Vermeidung von wilden Rissen in den Widerlagern mußten bei der Länge des Bauwerks in der Querrichtung Fugen vorgesehen werden. Bis zur Höhe NN + 42,5 m, wo der Betonkörper unter der Erde, größtenteils unter dem Grundwasser eingebettet ist, wurde je ein einheitlicher fugenloser Block vorgesehen. Darüber wurde unter der Mitte des Kanals je ein 25 m langer zusammenhängender, nahezu gleichmäßig belasteter Widerlagerkörper vorgesehen, um an der Stelle des größten Wasserdrucks keine durchgehende Fuge im Bauwerk zu erhalten. Bei der verschiedenen Höhe der Erdüberschüttung konnten zu beiden Seiten keine nahezu gleichmäßig belasteten Blöcke etwa gleicher Länge abgetrennt werden. Es wurden daher, um nicht zu lange Blöcke zu erhalten, in 12,5 m Abstand auf beiden Seiten des Mittelblocks noch je zwei Fugen angeordnet. Sämtliche Fugen sind auch durch das Gewölbe durchgezogen. (Fortsetzung folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Künstliche Verlandung als Anfangstadium der Flußregulierungen.

Von Ingenieur **A. von Steiger,** Bern.

Die Korrektion geschiebeführender Flüsse erheischt in ihrem ersten Stadium häufig den Abbau von Flußarmen und die Einschränkung des für den Abfluß gewählten Gerinnes. Die Erstellung von unüberströmbaren Dämmen führt hierbei am schnellsten zum Ziele, erfordert aber eine große Ausgabe, während die abgeschnittenen Altwässer nicht ohne langjährige Handhabung einer hierzu einzurichtenden Anlage angeschlämmt werden können. Man war daher von jeher bemüht, den Fluß selbst zur Herstellung des gewünschten Gerinnes heranzuziehen, indem man die grabende Wirkung des Hochwassers wie auch dessen Eigenschaft, an gewissen Stellen Geschiebe anzuhäufen, dienstbar machen wollte.

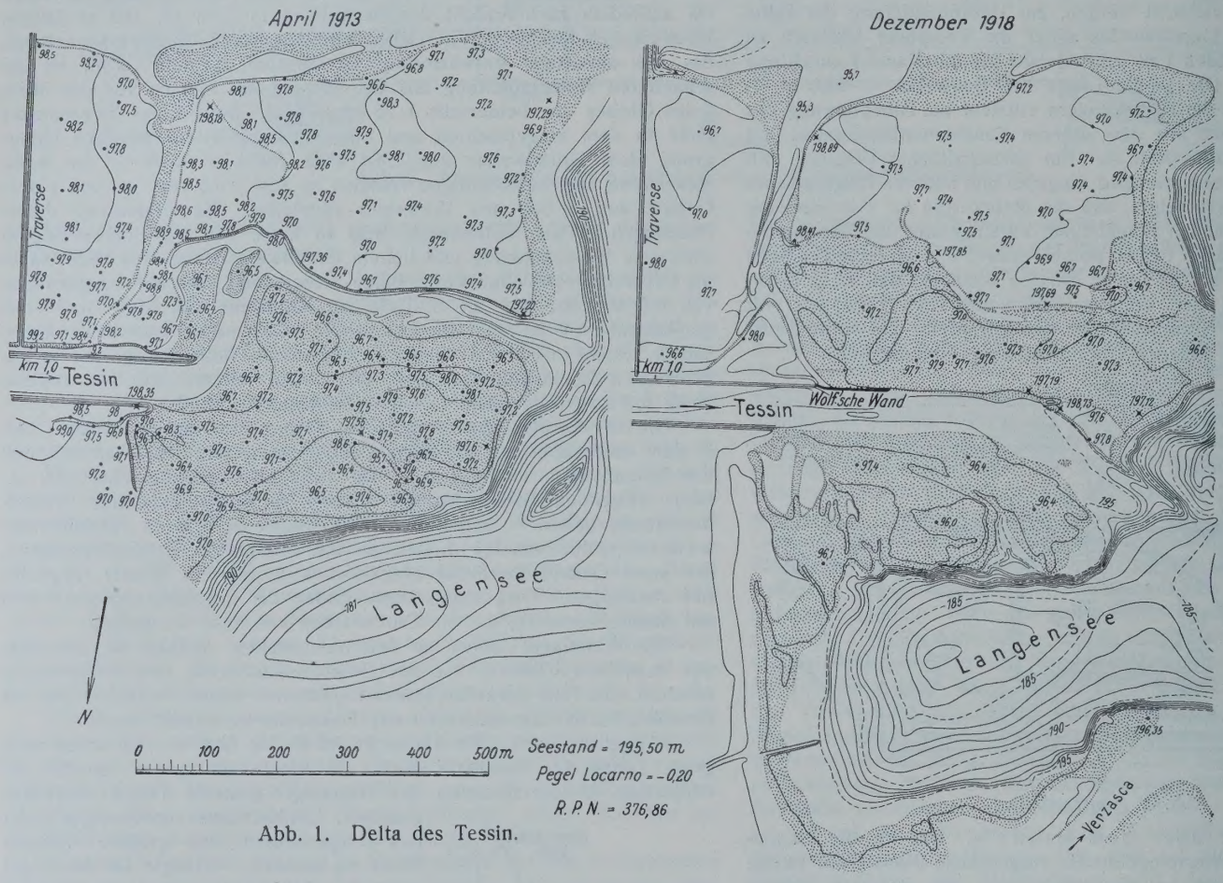


Abb. 1. Delta des Tessin.

Sehr alt ist das System der Buhnen, die die Strömung vom Ufer abdrängen. Man erwartete hierbei immer und jetzt noch die Auffüllung des durch diese Bauten dem Abflußprofil entzogenen Raumes mit Sinkstoffen. Infolge der jeweils auftretenden kreisenden Strömungen bildet sich aber zwischen diesen Anlagen selten mehr als eine Insel.

Wenn man am Ende eines Buhnenkopfes ein Stück Leitwerk anhängt, so scheint der Fluß von einer Ablagerung in der Nähe eines solchen Gebildes überhaupt absehen zu wollen. Werden die Sporrenköpfe mit einem niedrigen Leitwerk verbunden, so entsteht ein regelmäßiges Niederwasserprofil, aber der Raum zwischen den Buhnen bleibt häufig ebenso leer wie im vorerwähnten Falle.

Anlagen von ganz überströmbaren Querbauten in Verbindung mit ebensolchen Längsbauten scheinen besser zum Ziele zu führen, wenn infolge der örtlichen Verhältnisse der Abfluß über den Querbauten verzögert wird. Sofern aber das übergetretene Wasser mit gleicher Geschwindigkeit weiterfließt, so gehen auch die leichten Sinkstoffe über die Querbauten hinweg und wieder zurück in den Fluß, und weil das schwere Geschiebe gewöhnlich nicht über die Leitdämme hinausgespült wird, können diese Becken sich nur zum kleinsten Teil verfüllen.

Die gleiche Wahrnehmung ist bei einem Versuch mit Grundschwellen an der Aare bei Bern gemacht worden. Auch dort hat man gesehen, daß sehr große Kiesmengen über die in den tiefen Stellen des Flußbettes angelegten Querbauten hinübergleiten und selbst nach fünfundzwanzig Jahren noch kein Ausgleich der Sohle eingetreten ist.

In allen diesen Fällen sieht man, daß die Geschiebeablagerung vielmehr von einer Verzögerung der Strömung, als vom absoluten Werte der Geschwindigkeit oder von irgendwelchen, auf der Sohle oder an den Ufern angebrachten Hindernissen abhängt.

Bei der Absperrung eines Flußarmes mittels eines überströmbaren Leitwerks kann es vorkommen, daß im Gegensatze zu dem erwarteten Ergebnis, der Hauptstrom verschottert und die Nebenrinne immer mehr Wasser führt. Es erklärt sich dies aus dem Umstande, daß das im Stromstrich rollende, schwere Geschiebe durch die Absperrung zurückgehalten wird, während das vom Material entlastete Wasser in der Seitenrinne seine volle Kraft entfalten kann. Die Abflußmenge des Hochwassers teilt sich hierbei in eine mit Geschiebe überfüllte, verhältnismäßig träge fließende Strömung und in eine nur leichte Sinkstoffe enthaltende, „aktive" Wassermenge.

Der Gedanke, diese Trennung in einer vorteilhaften Weise hervorzurufen, wurde zuerst im Jahre 1885 von E. Wolf ausgesprochen.

Nach diesem System werden die obersten Wasserschichten mittels „Schwebender Gehänge" (an Latten lose befestigter Faschinen) nach der gewünschten Richtung abgelenkt, während unter dieser Absperrung eine möglichst hohe Öffnung für den Eintritt des Geschiebes vorhanden ist. Diese Gehänge sind in der Schweiz wenig zur Anwendung gelangt. Die Bauweise dürfte für unsere Flüsse etwas zu wenig dauerhaft sein, dagegen hat man in den deutschen Fachzeitschriften öfters davon gelesen.

In Frankreich ist nach dem gleichen Grundsatze, doch in etwas verschiedener Weise vorgegangen worden. Wir entnehmen einer Abhandlung über die „Regulierung der Flüsse mit veränderlicher Sohle nach Art der Loire nach System Audouin" vom Jahre 1908, daß man die Ableitung der oberen Wasserschichten mittels einer langen Reihe von beweglichen Schleusen bewirkt hat. Dieses Vorgehen erfordert eine ziemlich umständliche Anlage und eine nicht ganz leichte Handhabung der vielen Schleusen während des Hochwassers.

Im Jahre 1914 hatten wir Gelegenheit, unter Leitung von Ministerialrat Faber in Bayern die Wolfschen Bauten in etwas abgeänderter Form, nämlich mit festen Leithölzern und ohne Gehänge angewendet zu sehen. Am Inn werden in Abständen von 5 bis 6 m starke Pfähle 6 m tief eingerammt und an diesen in wagerechter Lage über MW kräftige Rundhölzer befestigt.

An unseren Gewässern ist der erste Versuch mit dieser Bauweise im Jahre 1916 an der Tessinmündung bei Magadino gemacht worden (Abb. 1 bis 3). Es ist dies eine in der Verlängerung des Leitwerkes angelegte Absperrung des Flußlaufes. Schon nach Abfluß des ersten normalen Sommerhochwassers hatte sich eine Verlandung von etwa 500 m Länge und durchschnittlich 100 m Breite gebildet. Das neu entstandene Ufer lag auf einige hundert Meter Länge genau in der Verlängerung der Holzwand.

Im Jahre 1918 hat man dann am gleichen Flusse bei Preonzo, als Fortsetzung des rechtseitigen Wuhres, einen solchen Holzbau auf 60 m Länge in den dort nach rechts ausbuchtenden Tessin eingebaut. Diese Länge entspricht etwa einem Drittel des in der Korrektionslinie liegenden schiefen Schnittes des Flusses. Beim nächsten Hochwasser bildeten sich hinter dieser Wand eine Kiesbank von rd. 250 m Länge und 30 m Breite und einige Ablagerungen weiter unten im Flußbett. Das neue Ufer ist aber dort der alten Strömung parallel geblieben, und das Niederwasser fand immer seinen Abfluß zwischen dem alten überströmbaren linken Ufer und der neu entstandenen Auffüllung. Später vertiefte sich die

Abb. 2. Leitwerk des Tessin an der Mündung in den Langensee mit angehängter Holzwand.

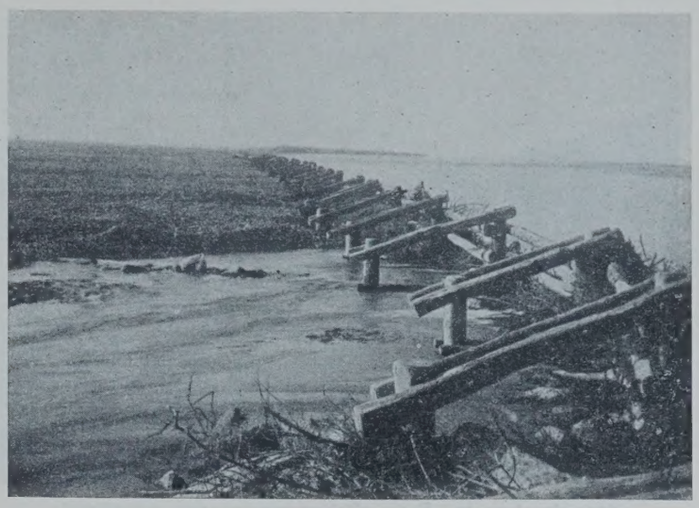


Abb. 3. Wolfsche Wand an der Tessinmündung nach Ablauf des ersten Hochwassers.

Sohle in dieser Strecke, und die alte Kiesbank des linken Ufers wird nun allmählich unterspült und abgetragen.

Eine Durchleitung des Flusses durch diese alte Ablagerung von ziemlich schwerem Geschiebe ist trotz der Anlage eines 4 m breiten Leitkanals, der später auf 8 m verbreitert wurde, nicht gelungen. Auch an anderen Stellen hat man mit solchen Leitkanälen nicht viel Glück gehabt. Es scheint leichter zu sein, die ganze Kiesbank abzuspülen, als sie durchbrechen zu lassen.

Am Rhein bei Landquart wurde im Jahre 1920 mit einer Wolfschen Wand von 40 m Länge ein ausgezeichnetes Ergebnis erlangt. Frühere Hochwässer hatten dort ein ausgedehntes Gebiet von Auwaldungen abgeschwemmt, und der in dieser Richtung abzweigende Flußarm führte ungefähr die Hälfte der im Rhein zum Abfluß gelangenden Wassermenge.

Nach Erstellung der Absperrung nach der genannten Bauweise kam ein außerordentliches Hochwasser, durch das eine Landfläche von rd. 5 ha bis über MW wieder angeschwemmt worden ist. Die auf 3 m Raumtiefe geschlagenen Pfähle haben, soweit es nötig war, Stand gehalten, doch zeigte sich dort wie auch schon am Tessin, daß diese Tiefe bei uns als Mindestmaß angenommen werden muß. Der unterste Teil dieser Wand, der irrtümlicherweise über die wirksame Länge von 40 m noch um weitere 60 m und damit über den ganzen Flußarm hinaus fortgesetzt worden ist, wurde vom Wasser ausgespült und auf die Seite gelegt, ohne daß dadurch die Wirkung des oberen Teiles der Wand beeinträchtigt worden wäre. Bei den genannten Versuchen ist folgender Vorgang wahrgenommen worden:

Durch den Überdruck des auf der Flußseite etwas angestauten Hochwassers wird der Geschiebestrom unter den „Latten" durchgepreßt. Es bildet sich bei den Pfählen ein tiefer Kolk, in den das auf der Sohle rollende Geschiebe hineinfällt, aber gleich auf der anderen Seite wieder emporgetrieben wird. Die Ablagerung beginnt dann wenige Meter hinter der Wand und setzt gleich in ansehnlicher Länge und Breite an. Die Verschotterung wächst im oberen Teile des Gerinnes am stärksten, doch bleibt am Zusammenschluß der Holzwand mit dem festen Ufer noch lange Zeit eine der weiteren Verlandung dienende, schmale Rinne offen. Während sich die Kiesablagerungen der ersten Hochwasser im oberen Teile des aufzufüllenden Raumes ausbreiten, lagert sich am unteren Ende des abzubauenden Armes sehr viel Sand ab. Letztere Verlandung ist wohl der Rückstauung, die der Hauptstrom auf die verhältnismäßig weniger Wasser führende, aber noch sehr breite Nebenströmung ausübt, zu verdanken.

Bei sinkendem Hochwasser füllt sich die Kolkung unter der Wand teilweise mit schwerem Material, das von späteren Anschwellungen nicht wieder ausgespült wird. Hat also die Anlage einmal richtig gewirkt, so besteht keine Gefahr mehr, daß die Pfähle gelöst werden können.

Ein an der Maggiamündung gemachter Versuch, die Pfähle mit Steinwurf zu sichern und im abzubauenden Arme Querbauten anzulegen, hat gezeigt, daß hierdurch die gewünschte Verschotterung erheblich verzögert wird.

Die am Tessin, am Rhein und an der Thur angestellten Versuche berechtigen zu der Annahme, daß man bei den geschiebeführenden schweizerischen Flüssen die Auffüllung von Flußarmen oder die Verschiebung des Flußbettes mit gleichzeitiger Abspülung von Kiesbänken und Auffüllung des vom Gerinne abgetrennten Raumes mittels Wolfscher Wände vielerorts erreichen kann. Die Wirkung der Wand erstreckt sich in der Regel auf eine Länge, die diejenige der Holzbauten um ein Mehrfaches übertrifft. Ein Uferschutz ist allerdings mit dieser Anlage noch nicht geschaffen, doch scheint es, daß ein solcher nicht unbedingt sofort nach der Verlandung nötig ist.

Für die Ausführung der genannten Bauten müssen folgende Bedingungen jedenfalls eingehalten werden oder zutreffen:

1. Der abzubauende Flußarm muß bei den normalen Hochwässern von einem erheblichen Teil der geschiebeführenden Abflußmenge durchströmt werden.

2. Die Holzwand ist im Anschluß an einen Längsbau, ans Ufer oder an eine in der Uferlinie liegende, möglichst hochwasserfreie Bodenerhöhung anzuschließen, und es soll die Strömung unter spitzem Winkel geschnitten werden.

3. Die Absperrung darf sich nur etwa über ein Drittel des ganzen Durchflußprofils erstrecken. Erst wenn sich das Flußbett in gewünschter Richtung verschoben hat, ist eine Verlängerung des Baues zulässig. In den meisten Fällen wird dies aber nicht mehr notwendig sein.

Das unterste Längsholz kommt auf MW zu liegen. Unter ihm soll eine möglichst hohe Öffnung frei bleiben. Ein zweites und gegebenenfalls drittes Holz werden in Abständen von etwa 30 cm übereinander angebracht. In reißenden Flüssen werden die 25 bis 30 cm starken Pfähle zu Jochen verbunden, so daß bei allfälliger Ausspülung des vorderen Pfahles die hintere, weniger gefährdete Stütze dem Ganzen noch genügend Halt gibt, bis die Materialauffüllungen einsetzen.

Wenn die Annahme richtig ist, daß die weitgehende Wirkung der Holzwände einem gewissen Überdruck des durch die Leithölzer etwas angestauten Wassers zugeschrieben werden muß, dann erklärt sich ganz von selbst, warum die das Geschiebe seitwärts ablenkende Querströmung in der Nähe des oberen Anschlusses der Wand am stärksten sein muß und bei langen Wänden immer schwächer wird und da aufhört, wo das Hinterwasser sich verengt und dessen Spiegel mit demjenigen des Flusses wieder zusammenfällt. Die Anlage von Querbauten im Hinterwasser wirkt wie eine Verengung stauend und ist daher dem Einschwemmen von grobem Geschiebe ebenfalls hinderlich. Die Querbauten lassen sich mit Wolfschen Wänden nicht vereinigen; selbst in den Fällen, wo man einen vorhandenen Sporren als Anschluß einer Wand verwenden wollte, war das Ergebnis ungünstig.

Aus dem Gesagten geht hervor, daß eine Wolfsche Wand nicht zu lang sein darf und daß eine solche als Uferschutz oder Fundamentsicherung vor einem mit ihr parallel laufenden Damm nicht am Platze ist. Ganz schlechte Ergebnisse zeigen Längshölzer, die über der Flußsohle zu wenig Raum offen lassen. Das Geschiebe kommt dann jenseit der Wand zur Ablagerung, und das überströmende Wasser wird eher das Bestreben zum Graben als zum Auffüllen haben.

Vom Prinzip des Wasseranstaues zur Erzeugung einer stark Geschiebe führenden Querströmung ausgehend, wurde im Jahre 1921 an der Maggia bei Riveo versucht, mittels zweier, in der Verlängerung eines unüberströmbaren Leitwerkes in Abständen von 20 und 15 m eingebauter Steinhaufen einen Flußarm einzuschottern. Die Wirkung ist beim ersten Hochwasser, wie bei einer Wolfschen Wand, sofort eingetreten. Die Steinhaufen, die auf quadratischer Grundfläche von 5×5 m in einer Höhe von 3 m ohne jedes Fundament aufgeschichtet waren, wurden auf den beiden, der Strömung zugekehrten Seiten unterkolkt. Seither haben aber die auf 3 m Seitenlänge beschränkten Türme jedem Hochwasser standgehalten.

An der Verzascamündung wurden im Januar 1924 zwei massive Buhnen in einen neu entstandenen Nebenarm eingebaut; diese Betonkörper von abgerundeter Form und je 30 m³ Inhalt wurden in Abständen

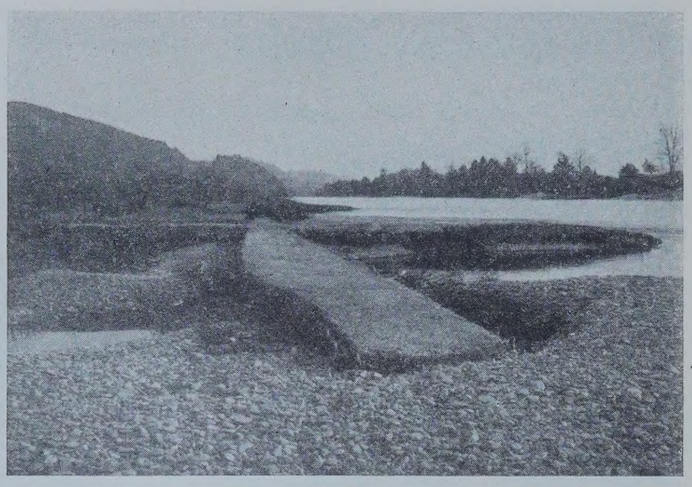


Abb. 4. Aare bei Bern. Buhne mit innerem Anhängsel.

von 20 m so gestellt, daß sie später als Schutz des Wuhrfundamentes dienen können, wenn der Dammbau fortgesetzt wird. Man ist genötigt, daselbst zunächst das gewünschte Flußbett sich ausbilden zu lassen, bevor man die Leitdämme nachzieht, denn bei jenem sehr wilden Flusse sind am Wuhrende Vertiefungen unter die ausgeglichene Sohle bis zu 3 m zu gewärtigen. Auch in diesem Falle ist die Verschotterung des abzweigenden Armes verblüffend rasch vor sich gegangen.

oder sandigem Boden müßten solche Bauten in der Tiefe verschwinden, bevor die erwartete Wirkung eintreten könnte.

In den drei Fällen, wo Versuche mit isolierten Massen in großem Maßstabe ausgeführt worden sind, hat es sich um die Ableitung eines ganzen Flusses gehandelt, ebenso bei den meisten in der Schweiz ausgeführten Wolfschen Wänden. Der Anschluß an ein Leitwerk scheint zur Erzielung eines guten Ergebnisses notwendig zu sein. Dagegen ist es gleichgültig, ob die Richtung der Neubauten mit derjenigen des oberen Anschlusses zusammenfällt oder mit ihr einen einspringenden oder ausspringenden, immerhin spitzen Winkel bildet. An der Tessinmündung hat man zunächst den scharf nach links abbiegenden Fluß in die gerade Richtung verlegt; später, als dort die Ablagerungen sich weit in den See hinein erstreckten, konnte der Fluß durch Vorsetzen einer neuen Wand vor die vorgenannte, so daß erstere vom gleichen Ausgangspunkte ausgehend nach rechts abbog, in eine seitliche Bucht eingeleitet und dementsprechend wieder verkürzt werden.

Es erscheint nicht als ratsam, kleinere Ufereinbrüche nach dem beschriebenen Verfahren behandeln zu wollen; das Hinterwasser müßte sich am nahen Ufer stauen, und die eingangs erwähnte geschiebeführende Querströmung könnte nicht auftreten. In solchen Fällen erzielt man mit Längsbauten bessere Ergebnisse.

Buhnenartige Einbauten schützen das Ufer, bewirken aber nur eine teilweise Auffüllung.

An der Aare zwischen Bern und Thun (Abb. 4 u. 5) befindet sich eine Anzahl solcher Sporren, die in einem Abstande von etwa 5 m von ihrem Ende einen etwa ebenso langen Ansatz in der Richtung des Flusses erhalten haben. An diesem Anhängsel hat sich jeweilen eine starke Kiesbank angesetzt, die zuweilen bis zum nächsten Sporren hinunterreicht. Es ist dies nirgends der Fall, wo ein solcher Ansatz in Form eines Hakens am

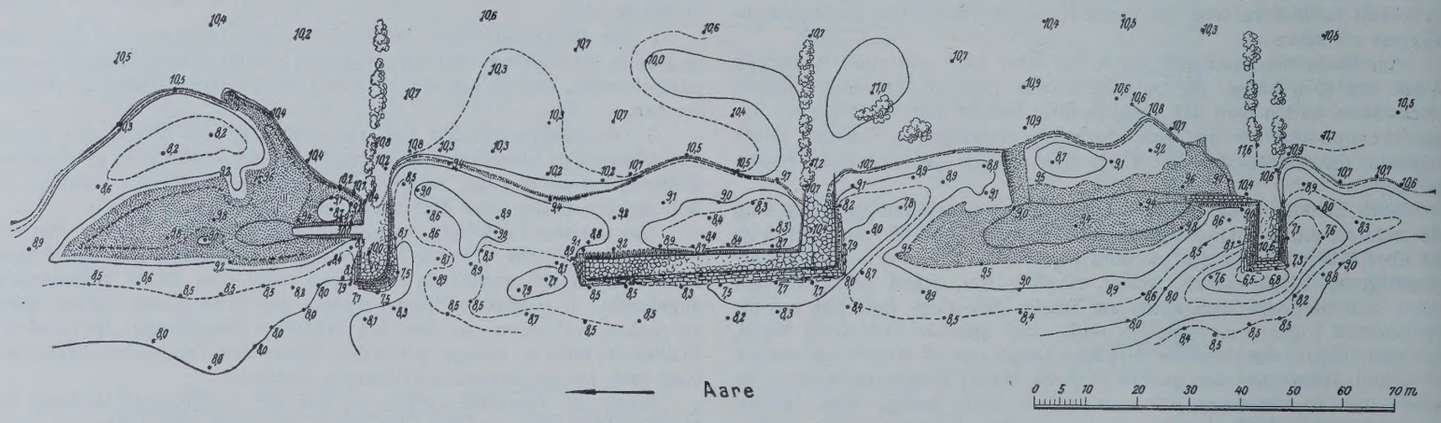


Abb. 5. Aare bei Bern. Alte Buhnen mit innerem und äußerem Anhängsel.

Im Vorderrhein oberhalb Ilanz hat man in Abständen von etwa 10 m Haufen von losen Steinen als neue Richtlinie einer Dammverlängerung eingebracht und ebenfalls die erwünschte Auffüllung und Eintiefung des Flußbettes innerhalb der Steinhaufen erlangt.

Selbstverständlich kommen diese freistehenden Abflußhindernisse als Ersatz von Wolfschen Wänden nur da in Frage, wo ein Rammen von Pfählen besondere Schwierigkeiten mit sich bringen würde. In kiesigem Sporrenkopf angebracht wurde. Die Buhnen mit innen liegendem Anhängsel sind dann an der Thur im Kanton St. Gallen beliebt geworden.

Die vorstehenden Mitteilungen über die in einem Flusse vorkommenden, mehr oder weniger geschiebeführenden Haupt- und Nebenströmungen und deren Beeinflussung durch künstliche Einbauten als Vorbereitung von Flußkorrektionen sollten zu weiteren Versuchen und nutzbringenden Anwendungen führen.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Umgehungsstraße bei Penig i. Sa.

Von Oberregierungsbaurat **Petrich** in Dresden und Regierungsbaumeister **Fichtner** in Penig.

(Schluß aus Heft 30.)

Das Kreuzungsbauwerk bei Baustation 29 wurde als Wölbbrücke in Bruchsteinmauerwerk mit 12 m Lichtweite (Abb. 8) ausgeführt. Trotz der Verringerung der Lichthöhe an den Kämpfern entschloß man sich zu dieser Bauweise wegen des besseren Aussehens und der geringeren Baukosten, da die ausführende Firma — C. Brandt, Berlin — das Lehrgerüst der Landöffnungen der Muldenbrücke verwenden konnte. Am westlichen Widerlager wurde durch Bohrungen in 4,50 m Tiefe unter wechselnden Lehm- und Tonschichten eine rd. 30 cm starke Schicht aus weichem Ton mit Pflanzenresten festgestellt. Wenn eine normale Gründung bei der hohen Überlagerung über dieser Schicht und bei den infolge der hohen Überschüttung fast lotrechten Drücken der Widerlager auch nicht gerade bedenklich erschien, so wurde doch sicherheitshalber ein Pfahlrost aus 5 m langen Eisenbetonpfählen vorgesehen. Das andere (östliche) Widerlager konnte bereits in 1,20 m Tiefe unter Gelände auf festen Felsen gesetzt werden. Die Verschiedenartigkeit in der Gründung wirkte sich im Laufe der Hinterfüllung, die am westlichen Widerlager eine Höhe von 11 m hat, trotzdem durch etwas ungleichmäßige Setzung aus, die zu geringfügigen Zugrissen in Stirnmauer und Brüstung führte, nach Fertigstellung der Anschüttung jedoch zur Ruhe kam. Im Gewölbe selbst wurden sichtbare Risse nicht beobachtet.

Das Bauwerk wurde im Sommer 1928 mit einem Kostenaufwande von 42000 R.-M. — ohne die Kosten der Rampen — ausgeführt.

Abgesehen von dem Bauwerke unter a), wurden alle anderen Brücken in Bruchsteinmauerwerk aus dem an der Umgehungsstraße in Brüchen abgebauten Granulit hergestellt, dessen verschiedene Färbung, teils violett, teils rotbraun, teils auch durch Eisenoxyd gelb, eine lebhafte Farbenwirkung hervorbringt. Die Brücken sind sämtlich nach Brückenklasse I der DIN 1072 berechnet worden.

c) Muldenbrücke und Eisenbahnüberführung.

Die bedeutendsten Bauwerke im Zuge der Umgehungsstraße sind die Überbrückung der Zwickauer Mulde und unmittelbar anschließend daran die Unterfahrung der Muldentalbahn (Abb. 10). Die Mulde liegt an der Kreuzungsstelle im Stau eines Wehres und hat bei Mittelwasser 42 m Breite. Dem rechten (südlichen) Ufer ist ein 35 m breites, leicht ansteigendes und bei Hochwasser überflutetes Vorland vorgelagert, an

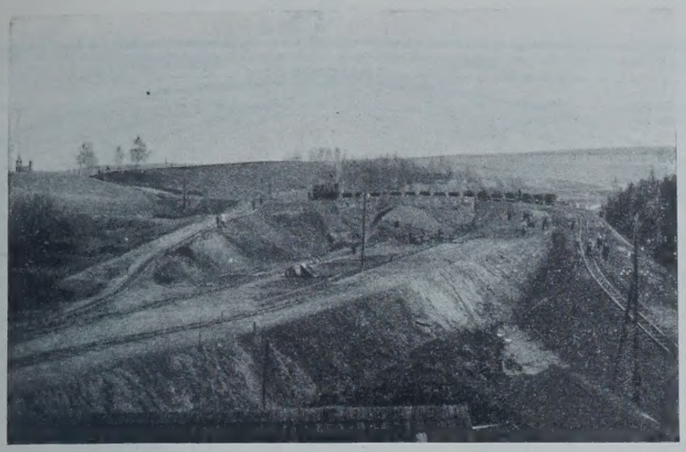


Abb. 8. Brücke bei Baustation 29 mit Rampen im Bau.

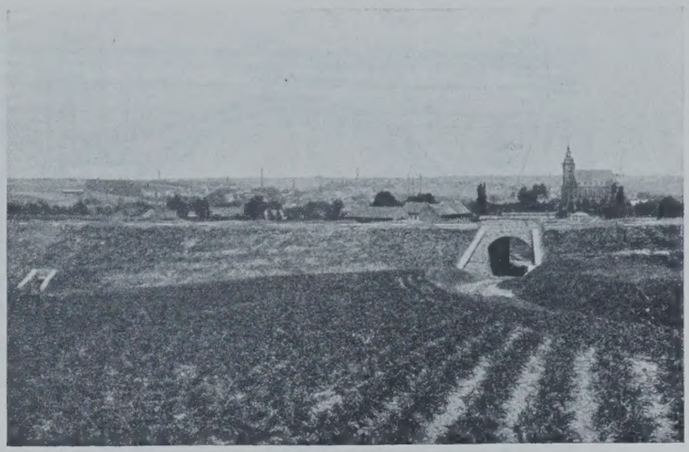


Abb. 9. Brücke bei Baustation 15 mit Blick nach der Stadt.

das der flach geneigte Talhang anschließt. Das linke (nördliche) Ufer wird von einem 40 bis 60 m hohen, steilen Hange begleitet, an dem stellenweise der Fels zutage tritt; an der Brückenstelle wird das Haupttal von dem tief eingeschnittenen Tale des Markersdorfer Baches durchbrochen. Auf beiden Ufern führen Gemeindewege entlang, links außerdem die eingleisige Eisenbahnlinie von Glauchau nach Wurzen, die an der Kreuzung mit der Umgehungsstraße mit einem 13 m hohen Damme hart an das Ufer herantritt. Jenseit der Bahn liegt der Peniger Ratssteinbruch. Die Rücksicht auf diesen Bruch und auf die bestehende Unterführung des Steinbruchweges unter der Eisenbahn hindurch und die Lage des Seitentales ergaben zwangläufig die Brückenstelle; der Fluß wird dabei fast winkelrecht gekreuzt.

Da der bequem zur Baustelle gelegene Bruch genügend festes und lagerhaftes Gestein aufweist, lag die Wahl einer Wölbbrücke aus Bruchsteinmauerwerk nahe. Nähere Untersuchungen und die Ergebnisse der Ausschreibung bestätigten die Wirtschaftlichkeit dieser Bauweise. Die Vorentwürfe des Neubauamts Chemnitz sahen für die Muldenbrücke vier, fünf und sechs Öffnungen vor. Im Einvernehmen mit der Hochbaudirektion im Finanzministerium als künstlerischem Berater entschied man sich endgültig für fünf Öffnungen, eine Stromöffnung von 38,80 m und vier Landöffnungen von je 12 m Lichtweite. Von diesen dienen zwei zur Unterführung von Gemeindewegen und zwei als Flutöffnungen.

Entwurf der Muldenbrücke.

Schürfungen und Probebohrungen ergaben bereits in 0,60 bis 1 m Tiefe unter der Flußsohle tragfähigen Felsen, der wie das Gestein des vorerwähnten Bruches aus Granitgneis besteht, einem rötlichen bis violetten Steine von genügender Festigkeit; es handelt sich dabei um eine örtliche Einlagerung in der mittelsächsischen Granulitformation. In dem rechtsufrigen Vorgelände wird die Felsoberfläche in etwa 3,50 bis 4,50 m, an der Gemeindestraße nach Zinnberg in 6 m Tiefe unter Gelände angetroffen. Innerhalb des Flusses ist der Felsen von grobem Geschiebe, rechts der Mulde von grobem, fest gelagertem Kiese und lehmigem Schwemmlande überdeckt. Die Strompfeiler wurden so als 4,5 m starke Gruppenpfeiler unmittelbar auf den festen Felsen aufgesetzt, während die 3 m starken Landpfeiler und das rechte Endwiderlager unbedenklich auf der überlagernden Kiesschicht gegründet werden konnten.

Eine Untersuchung des durch Fabrikabwässer stark verunreinigten Muldenwassers ergab, daß es bei einer geringen Karbonathärte (1,4 Grad) einen hohen Gehalt an Metallsalzen und insbesondere an freier Kohlensäure (bis zu 29 mg/l) hat. Es mußten daher Vorkehrungen getroffen werden, die Pfeiler vor Zerstörung zu schützen, soweit sie mit Fluß- und auch Grundwasser in Berührung kommen können. Um das Wasser nach Möglichkeit von dem Mauerwerk fernzuhalten, wurde zunächst um die Pfeilergründungen von der Gründungssohle bis zur Fußsohle bezw. bis zum Gelände allseitig eine zwischen Schalbretter einzustampfende, 0,50 m breite Schutzschicht aus fettem Lehme vorgesehen, außerdem — zu vgl. unten — eine besondere Behandlung der Fugen.

Das Pfeilverhältnis der Gewölbe ist bei der Hauptöffnung 1 : 5,5, bei den Seitenöffnungen 1 : 3,5; die Gewölbestärken sind im Scheitel 1 bezw. 0,45 m, an den Kämpfern 1,50 bezw. 1 m. Der Hochpunkt der Brücke liegt im Scheitel der Stromöffnung; von dort fällt die Gradiente nach Süden mit 1 : 70, nach Norden mit 1 : 125. Die Gewölbezwickel sind bis zu einer Höhe von 4,50 m über den Kämpfern des großen Bogens, bezw. von 2,50 m bei den kleineren Bogen mit Bruchsteinmauerwerk übermauert. Die Stirnmauern haben eine obere Stärke von 0,80 m und einen Anlauf nach innen von 4,5 : 1; die massiven Brüstungen sind 0,50 m stark.

Die Außenflächen der Gewölbe, Stirnmauern und Brüstungen liegen durchweg bündig in einer lotrechten Ebene. Die Pfeilerfüße und Pfeilervorlagen sind aus von auswärts angelieferten besonderen Sockelsteinen aus Granit hergestellt.

Die Gewölbetiefe beträgt 13 m, wovon 12 m dem Verkehr zur Verfügung stehen: 9 m der Fahrbahn und beiderseits je 1,50 m den erhöhten Fußwegen. Diese können bei Bedarf von vier Verkehrspuren später auch noch zur Fahrbahn geschlagen werden, da der Fußgängerverkehr ohne wesentliche Benachteiligung auf den alten Verkehrsweg verwiesen werden könnte.

Einzelheiten der Brückenausbildung sind aus Abb. 11 bis 13 ersichtlich.

Die Gewölbeformen wurden zunächst nach dem Stützlinienverfahren festgelegt und nach dieser Voruntersuchung als an den Kämpfern fest eingespannte elastische Bogen nach der Elastizitätstheorie berechnet, und zwar nach Brückenklasse I der DIN 1072. Einschließlich der Temperaturspannungen wurden die größten Druckspannungen ermittelt für den großen Bogen mit 36,7 kg/cm², für die kleineren Bogen mit 14,5 kg/cm²; die größten Zugspannungen ergeben sich entsprechend zu 4,33 und 3,90 kg/cm². Die Zugspannungen wurden als noch zulässig erachtet; sie treten auch nur bei Einbeziehung der Temperaturspannungen auf.

Die größte Beanspruchung des Baugrundes ergibt sich bei den Landpfeilern und dem rechten Endwiderlager, die sämtlich auf Kies gegründet sind, zu 3,30 kg/cm², bei den auf Felsen gegründeten Strompfeilern zu max. 6,34 kg/cm² und bei dem gleichfalls auf Felsen aufgesetzten linken Endwiderlager zu 10 kg/cm².

Entwurf der Eisenbahnbrücke.

Das Tragwerk ist als Blechträger von 13,40 m Stützweite mit durchgehendem Kiesbette ausgebildet und liegt auf Stampfbetonwiderlagern auf, deren sichtbare Flächen mit Bruchstein verkleidet sind. Obwohl zurzeit nur ein Gleis vorhanden ist, wurden auf Verlangen der Reichsbahngesellschaft die Widerlager gleich für das spätere zweite Gleis hergerichtet, was auch gewisse Vorteile für die zwischenzeitliche Gleisverlegung hatte.

Abb. 10. Gesamtansicht der Muldenbrücke und Eisenbahnüberführung (links oben) nach dem Stande vom Januar 1929.

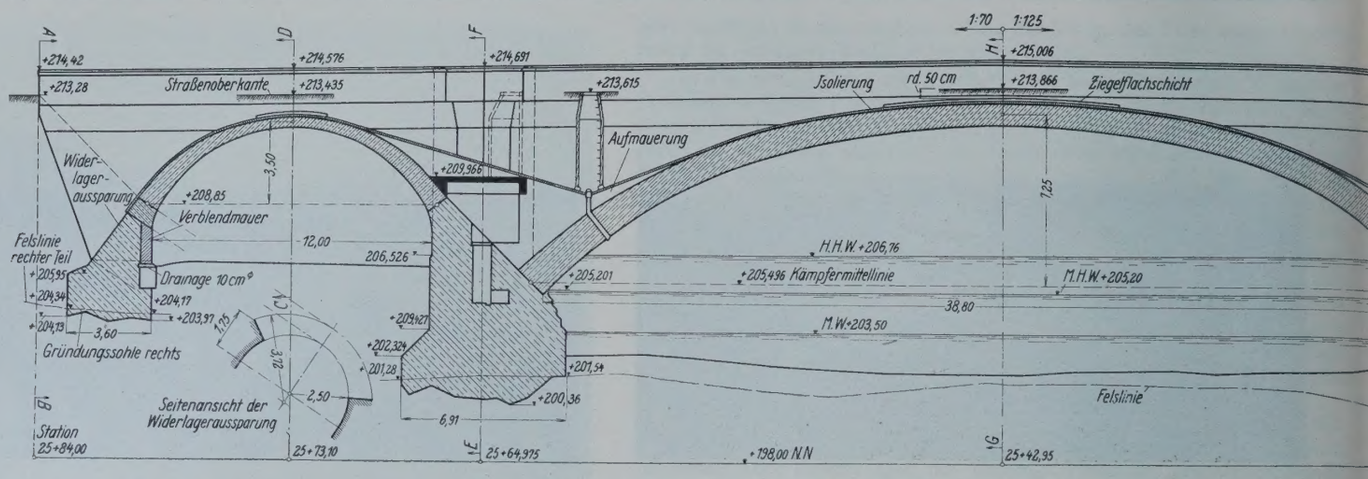


Abb. 11. (I. Teil.) Längsschnitt der Muldenbrücke.

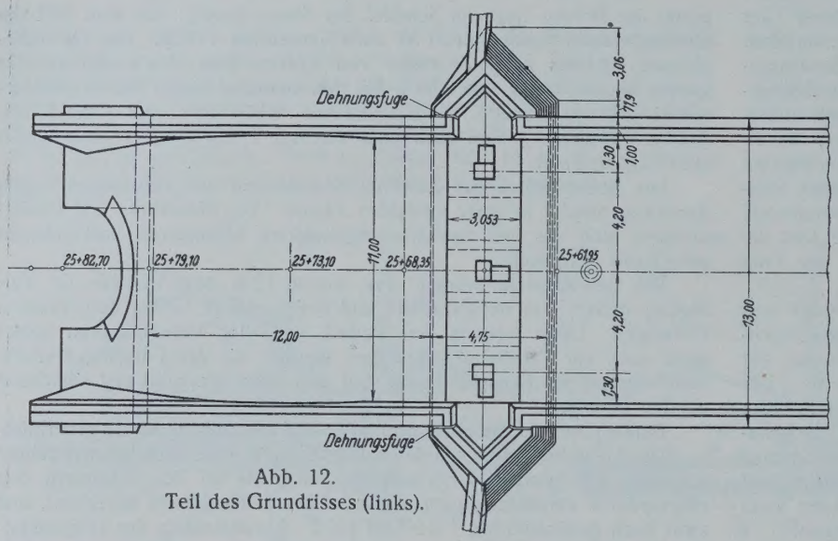


Abb. 12.
Teil des Grundrisses (links).

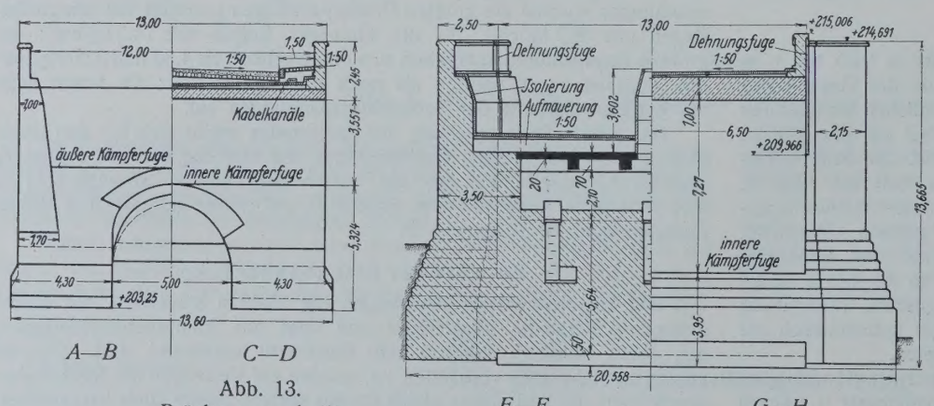


Abb. 13.
Brückenquerschnitte.

Die Gründung sollte wegen der besonderen Schwierigkeiten, bedingt durch die große Höhe des Bahndammes und die unbeschränkte Aufrechterhaltung des Bahnbetriebes, nur unter den gewachsenen Boden, nicht bis auf den Felsen herabgeführt werden. An der Sohle haben die Widerlager eine größte Stärke von 3,50 m. Eine größere Stärke, die aus statischen Gründen an sich erwünscht gewesen wäre, wurde von der Reichsbahn aus Gründen der Sicherheit für den Bahnbetrieb nicht zugelassen; die zur Niederbringung der Fundamente erforderliche Schlitzbreite sollte nach Möglichkeit eingeschränkt werden. Infolgedessen ergab sich für das besonders — 12 m — hohe linke Widerlager die größte Bodenpressung zu + 7,6 kg/cm². In Übereinstimmung mit der Reichsbahn entschloß man sich trotz der hohen Pressung dazu, das Bauwerk in dieser Weise auszuführen, da ein Ausweichen des gewachsenen Bodens (mit Geröll durchsetzter Lehm) unter der Auflast des schon 60 Jahre liegenden hohen Dammes ausgeschlossen erschien (Abb. 14).

Die Bauausführung.

Da eine beschränkte Ausschreibung der Muldenbrücke kein befriedigendes Ergebnis geliefert hatte, wurden im August 1927 die Arbeiten nochmals öffentlich ausgeschrieben, gleichzeitig auch diejenigen für die Eisenbahnbrücke. Die Muldenbrücke wurde daraufhin der Firma C. Brandt in Berlin, die Eisenbahnbrücke (ohne Tragwerk) der Firma Robert Berndt Söhne in Dresden in Auftrag gegeben; die Lieferung und den Einbau des eisernen Tragwerks erhielt die Firma Wolf Netter & Jakobi-Werke, Abt. Eisenbau Schiege, in Leipzig.

Im Einvernehmen mit der Firma C. Brandt wurden noch einige Planänderungen vorgenommen: Die Gründungssohle der Landpfeiler wurde unter Einschließung mit eisernen, bis auf die Felssohle hinabgetriebenen Spundwänden noch etwas höher gelegt; für das linke Endwiderlager, das bis zu 4 m unter den Fuß und bis zu 7,80 m in das Innere des Bahndammes zu liegen kommt, wurde eine Auflösung in zwei je 4,30 m lange seitliche Teile vor-

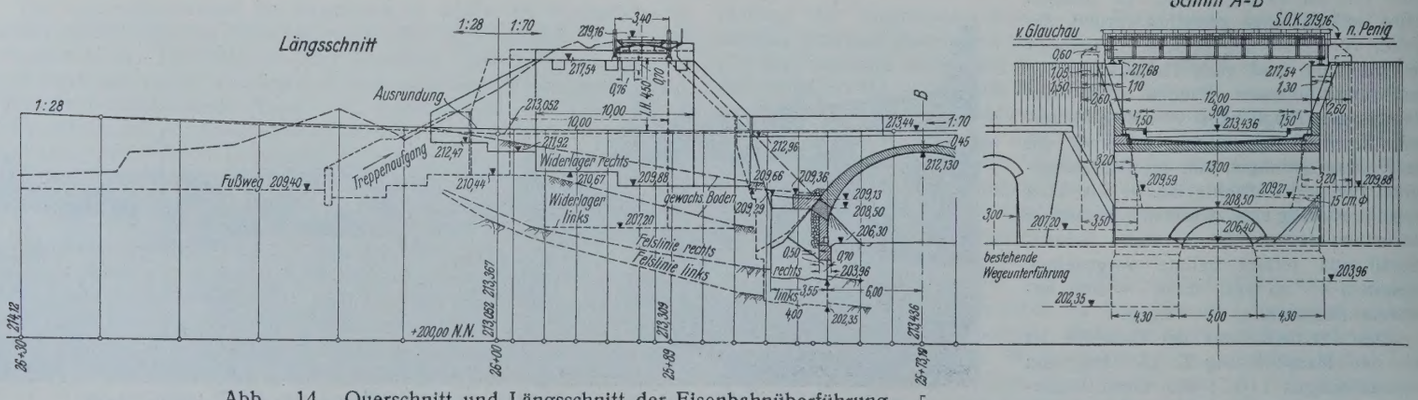


Abb. 14. Querschnitt und Längsschnitt der Eisenbahnüberführung.

Abb. 11 bis 14. Einzelheiten der Muldenbrücke und Eisenbahnbrücke.

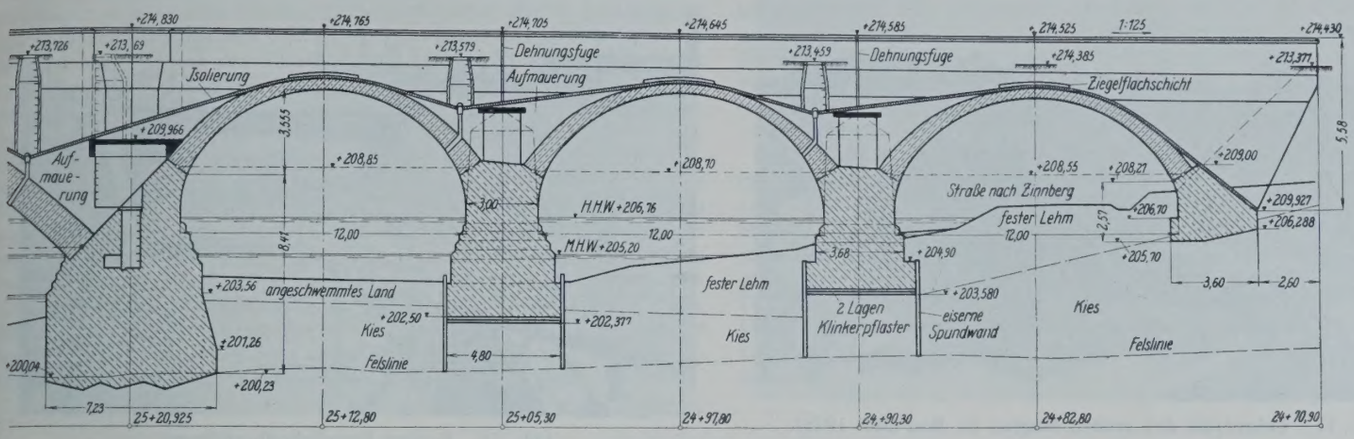


Abb. 11. (II. Teil.)

gesehen, die durch ein 5 m langes Mittelstück in Gestalt eines schräg im Damm liegenden Gewölbes verbunden wurden (Abb. 13 u. 14). Infolgedessen ergaben sich die obengenannten größten Bodenpressungen von 10 kg/cm², die bei Gründung auf festen Felsen als unbedenklich angesehen wurden. Diese Auflösung des Endwiderlagers wurde als erforderlich erachtet, weil eine Untersuchung des außen abgepflasterten und im Laufe der Jahrzehnte stark aus der Form gekommenen Bahndammes ergab, daß er hauptsächlich aus groben Felsbrocken der benachbarten Bahneinschnitte hergestellt worden ist, und daß sich Absteifungen infolgedessen nur sehr unvollkommen würden durchführen lassen. Insbesondere erschien es wegen der Sicherheit des Bahnbetriebes äußerst bedenklich, den Bahndamm gleichzeitig quer durch die Schlitze der Bahnwiderlager und auf 13 m längs durch das Endwiderlager der Muldenbrücke anzuschneiden (Abb. 15).

Nach Auftragerteilung hatte die Firma Brandt zunächst die umfangreichen Arbeiten zur Einrichtung der Baustelle vorgenommen. Zur Versorgung mit elektrischer Energie wurde eine Anschlußleitung von 920 m Länge für 2200 V Drehstrom quer über die Mulde gelegt und linksufrig eine behelfsmäßige Umformerstation für den Gebrauchstrom von 210 V errichtet. Für die Baustoffverteilung wurde unmittelbar oberhalb der Brückenstelle eine Förderbrücke über die Mulde — in geradliniger Verlängerung des Steinbruchwegdurchlasses unter der Bahn — mit beiderseitigen Aufzügen gebaut; ihre Fahrbahn lag gleich hoch mit den Gemeindestraßen auf beiden Ufern. Da die auf dem Eisenbahndamm und den anschließenden Bahneinschnitten verfügbaren bahneigenen Flächen als Lagerplätze freigegeben wurden, die Baustelle noch im Bereiche des Bahnhofes Penig lag und Zugpausen bis zu $1^3/_4$ Stunden auch tagsüber zur Verfügung standen, konnte der größte Teil der Baustoffe, wie Bauholz, Zement, Kies und Splitt, in nächster Nähe der Baustelle abgeladen und auf Rutschen unmittelbar nach der Förderbrücke an der Thierbacher Straße geschafft werden (Abb. 15). Der Zementschuppen und die Mischanlage wurden linksufrig, die Baracken für die Arbeiter und für die Bauaufsicht, der Holzlagerplatz und der Schnürboden zum Abbinden der Lehrgerüste rechtsufrig angelegt (Abb. 16).

Nach Verhandlungen mit der Stadt Penig wurde der bequem zur Baustelle gelegene Ratssteinbruch an die Firma Brandt verpachtet. Untersuchungen von Steinwürfeln aus verschiedenen Bruchtiefen hatten Druckfestigkeiten von 1290 bis 1680 kg/cm² ergeben. Es wurde vertraglich vereinbart, daß das zum Brückenbau zu verwendende Gestein in mindestens 5 m Tiefe unter der Felsoberfläche zu entnehmen war. Das zwischen 2 und 5 m Tiefe gewonnene Gestein wurde der Firma für das Packlager in Baulos II abgenommen.

Mitte November 1927 wurde linksufrig mit den eigentlichen Bauarbeiten am linken Strompfeiler und an der zu verändernden Ufermauer entlang der Thierbacher Straße unter dem Schutze eines 60 m langen Fangedammes begonnen. Einige Schwierigkeiten verursachte dabei der in einem Durchlasse unter dem Bahndamm durchgeführte und an der oberen Spitze des Strompfeilers in die Mulde mündende Markersdorfer Bach, sowie das vom Bahndamm her auftretende Sickerwasser. Nach einmonatiger Unterbrechung der Arbeiten durch Schneefall und Frost um die Jahreswende 1927/28 wurde auch mit der Gründung der Landpfeiler und des rechtsufrigen Endwiderlagers begonnen; diese Arbeiten gingen ohne Zwischenfälle vonstatten und wurden ebenso wie die am linken Strompfeiler im April 1928 beendet.

Dagegen stellten sich große Schwierigkeiten bei der Gründung des rechten Strompfeilers infolge starken Grundwasserzudranges ein: Es traten zeitweise drei Kreiselpumpen mit 100 bis 200 mm Saugrohrdurchmesser in Tätigkeit, und es mußte in mehreren Schichten gearbeitet werden. Zweimal wurde die Baugrube durch Fangedammbruch unter Wasser gesetzt.

Besondere Sorgfalt wurde wegen der oben geschilderten Beschaffenheit des Muldenwassers der Ausführung des Grundmauerwerks gewidmet. Die Gründungssohle der nicht auf Felsen aufgesetzten Landpfeiler wurde

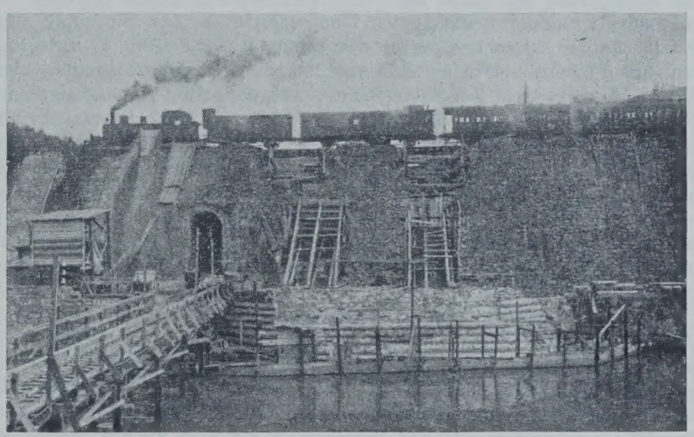


Abb. 15. Eisenbahnüberführung im Bau (Mai 1928).

aus einer doppelten Lage säurefester, in Asphalt verlegter Klinker gebildet; das Mauerwerk wurde unter Verwendung von kalkarmem Hochofenzement aufgeführt, und die unter dem Normalwasserstande gelegenen Ansichtfugen wurden sorgfältig etwa 2 cm tief ausgestrichen, glatt verrieben und zweimal mit Inertol gestrichen. Dieser Anstrich wurde gegen Auslaugen nochmals durch Ausstreichen mit Zementmörtel geschützt. Bei Niedrigwasser wird dieser Fugenausstrich zu beobachten und nach Befinden zu erneuern sein. Wenn auch Bruchsteinmauerwerk gegen die

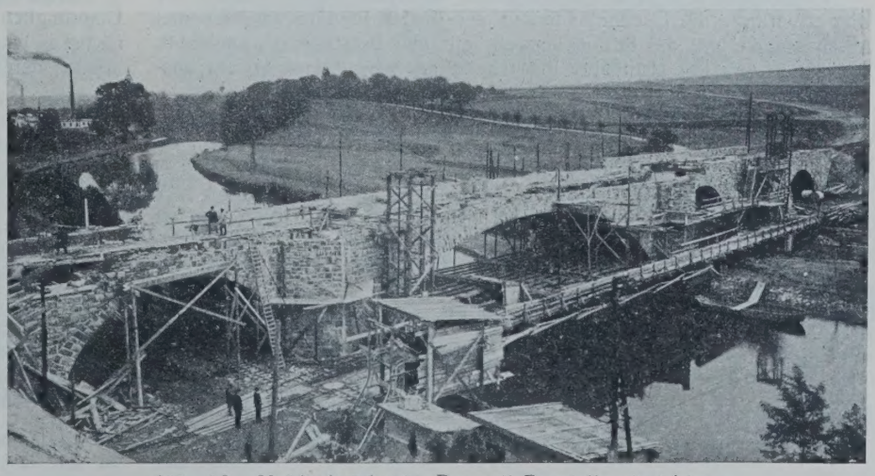


Abb. 16. Muldenbrücke im Bau mit Baustelleneinrichtung.

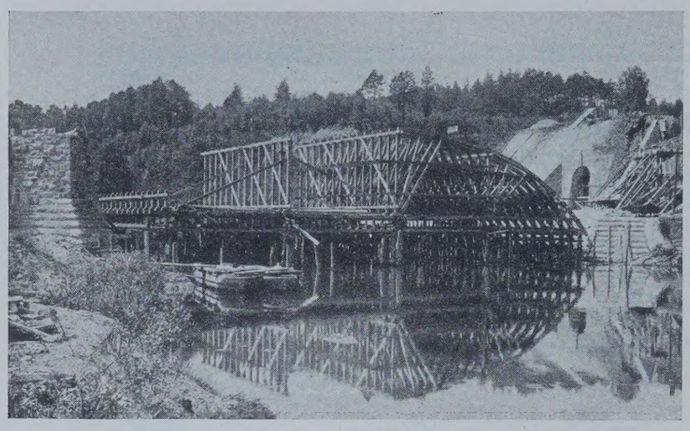


Abb. 17. Lehrgerüst des großen Bogens im Bau (Juli 1928).

chemischen Einwirkungen des Wassers nicht so empfindlich wie Beton ist; so schien doch Vorsicht geboten. Das Muldenwasser konnte nach seiner Zusammensetzung naturgemäß nicht zur Mörtelbereitung und zum Waschen der Steine benutzt werden; dagegen erwies sich auf Grund einer Untersuchung das Wasser des an der Baustelle mündenden Markersdorfer Baches als gut brauchbar dafür.

Da infolge der hohen Felslage im Flußbette Pfähle nur etwa 1 m tief eindringen konnten, was keine genügende Standfestigkeit in der Stromrichtung verbürgte, wurde der ursprüngliche Plan, das Lehrgerüst der Hauptöffnung, wie üblich, auf Pfähle zu setzen, aufgegeben, und es wurde eine Auflagerung der Joche auf 1 m breite Betonschwellen gewählt, die innerhalb besonders geschlagener Fangedämme in der Flußsohle hergestellt wurden. Das Lehrgerüst des großen Bogens (Abb. 17 u. 18) besteht aus 14 Lehrbindern in rd. 1 m Abstand. Die fünf Jochreihen (drei im Flußbette, zwei in Nähe der Pfeiler) aus doppelten Rundhölzern von 25 cm Stärke sind durch Kanthölzer, Winkeleisen und Schrauben mit den Betonschwellen fest verbunden. Über den Jochen liegt kreuzweise eine doppelte Balkenlage; auf ihr sind in doppelter Reihe die Schraubenspindeln in einer Höhe von 205,50 m über NN, d. i. 30 cm über MHW, angeordnet. Auf eine Spindel entfällt durchschnittlich eine Last von 16 t. Auf der oberen Balkenlage sitzt das Strebensprengwerk des Binders. Die Aufstellung des großen Lehrgerüstes, dem 6 cm Überhöhung gegeben wurde, geschah in zwei Wochen.

Nachdem die Bogen der Landöffnungen rechts der Mulde bereits geschlossen waren, begann am 21. Juli 1928 die Mauerung des großen Gewölbes. Hierfür waren aus einer tieferen Lage des Bruches ausgezeichnete plattenförmige Steine von großer Festigkeit ausgehalten worden. Sämtliche Gewölbe sind aus Bruchsteinmauerwerk in Zementmörtel 1 : 3 ausgeführt und auf Schalung in ein 3 cm starkes Mörtelbett versetzt. Es wurde in einzelnen Lamellen gemauert; die Lamellenteilung des großen Bogens ist aus Abb. 18 zu ersehen. Das Gewölbe dieses Bogens enthält 680 m³ Mauerwerk und wurde nach 20tägiger Arbeitszeit geschlossen. Nach 28 Tagen Erhärtungsdauer folgte das Absenken des Lehrgerüstes durch Abdrehen der Spindeln vom Scheitel nach den Kämpfern hin. Die festgestellten Durchbiegungen betrugen bei dem großen Gewölbe 10 bis 11 mm nach dem Absenken und 21 bis 24 mm nach Fertigstellung der Übermauerung. Die verhältnismäßig großen Durchbiegungen sind in der Hauptsache auf die hohen Wärmegrade (bis zu 40° C in der Sonne) während der Maurerarbeiten zurückzuführen.

Fortlaufend mit dem Ausrüsten der einzelnen Bogen wurden die Übermauerung, die Eisenbetondecken der in den Pfeilern vorgesehenen Aussparungen und das Stirnmauerwerk mit den Brüstungen nachgeholt. Das Mauerwerk der sichtbaren Flächen ist als Schichtenmauerwerk ausgebildet; die Fugen sind nicht tief ausgestrichen, sondern breit verschweißt.

Abb. 19. Fertige Eisenbahnüberführung (Bauzustand September 1928).

Auf den Glattstrich des Brückentroges sind zwei Lagen Lederoid Spezialdichtungspappe der Firma Malchow, A.-G. in Staßfurt) mit vier Anstrichen aus teerfreier Bitumenstreichmasse und zum Schutze dieser wasserdichten Abdeckung gegen mechanische Beschädigung teils eine in Mörtel verlegte Ziegelflachschicht, teils eine schwache Sandbetonschicht aufgebracht. Um eindringendes Wasser schnell nach den Tiefpunkten zu schaffen, ist diese Schutzschicht wiederum 20 cm hoch mit Klarschlag abgedeckt. Da aber auch die beste Isolierung keine unbedingte Gewähr für unversehrte Erhaltung und Wasserdichtheit auf Jahrzehnte hinaus bietet, so ist der beste Schutz für die Gewölbe gegen die schädlichen Einwirkungen des Wassers dessen möglichst restlose Ableitung schon an der Straßenoberfläche. Deshalb soll, sobald die Überschüttung der Gewölbe durch den Verkehr genügend verdichtet ist, die Fahrbahn mit bestem Würfelkleinpflaster unter Asphaltfugenverguß befestigt werden.

Besondere Sorgfalt wurde der Ausbildung und Wasserabdichtung der Dehnungsfugen über den Pfeilern gewidmet. Die Fugen über den Landpfeilern liegen senkrecht zur Brückenachse und gehen von oben bis zur Eisenbetondecke über den Aussparungen. Da diese Decke beweglich aufgelagert ist und die Pfeilervorsprünge gleichfalls mit durchgehender Fuge an Gewölbe und Stirnmauer angemauert sind, ist die Wirkung der Dehnungsfugen vollkommen. Bei den Strompfeilern liegen dagegen die Dehnungsfugen parallel zur Brückenachse an den Ansatzflächen der Pfeilervorköpfe derart, daß die Stirnmauern und Brüstungen der Pfeilervorköpfe völlig getrennt von den Stirnmauern und Brüstungen der Bogen sind. Da die Übermauerung über dem beweglichen Lager der Eisenbetondecke ebenfalls mit Fuge gemauert ist, so ist auch hier eine Längenänderung des großen Bogens ohne Behinderung durch andere Brückenteile möglich (Abb. 11 u. 13). Die Isolierung geschah bei den Dehnungsfugen mittels eines 10 cm breiten, falzartig in die Fugen eingelassenen verzinkten Eisenbleches, in dessen Nut die Dichtungspappe eingeklebt wurde; der Falz wurde dann noch mit Bitumen ausgegossen.

Abgesehen von der Überschüttung der Gewölbe und von Kleinigkeiten, wurden die Arbeiten an der Muldenbrücke noch vor Eintritt des Winters 1928 beendet.

Erwähnung verdienen noch die Arbeiten an der Eisenbahnüberführung. Ursprünglich war geplant, das linke Endwiderlager der Muldenbrücke zunächst zu bauen, um in dessen Schutze dann die Widerlager der Eisenbahnbrücke, deren Gründungsohlen höher zu liegen kommen, zu errichten.

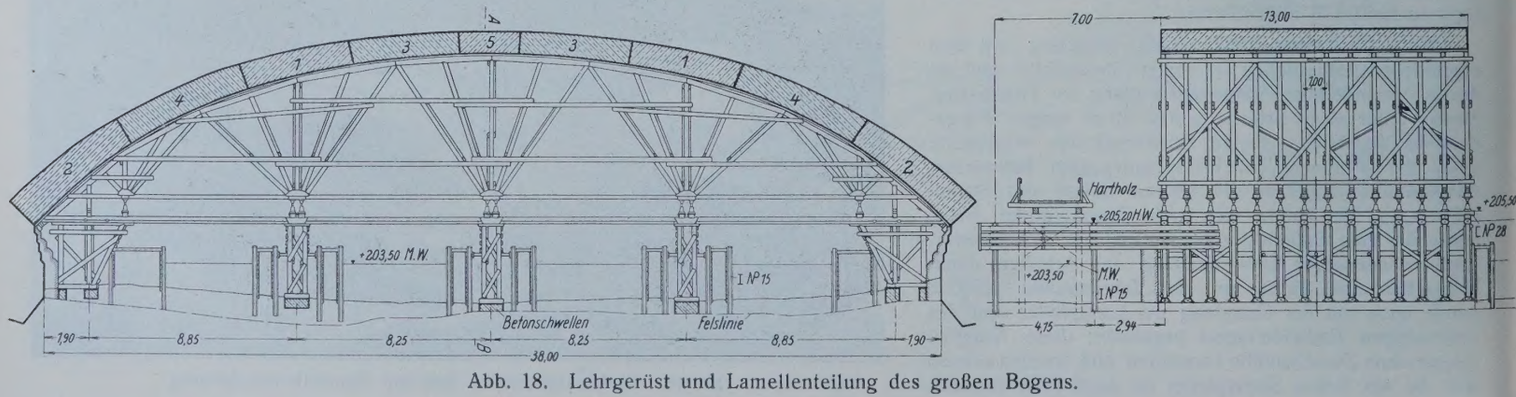


Abb. 18. Lehrgerüst und Lamellenteilung des großen Bogens.

Für die seitlichen Teile (vergl. oben) gelang es auch unter schwierigen Absteifungsarbeiten; bei dem mittleren (gewölbeartigen) Teil des Endwiderlagers mußten aber die Ausschachtungsarbeiten einmal unterbrochen und sodann ganz eingestellt werden, weil der Druck des darüber lastenden Eisenbahndammes auf die Absteifungen ein bedenkliches Maß erreichte und die Gefahr des Eintretens von Rutschungen im Damme bestand (Abb. 15). Es wurden daher schrittweise zunächst die nördlichen Widerlagerhälften der Eisenbahnbrücke aufgeführt, darauf die Eisenbahn zwischenzeitlich nach dieser Seite verschwenkt unter Verwendung von Schwellenstapeln und 50er I-Trägern über den Schlitzen, hierauf die südlichen Widerlagerhälften nachgeholt und der eiserne Überbau aufgebracht. Da wegen des beschränkten Arbeitsraumes nur wenig Arbeitskräfte angesetzt werden konnten, beanspruchte der Bau der Eisenbahnbrücke mit wenig Unterbrechungen die Zeit von Februar bis Anfang September 1928. Erst nach Rückverlegung des Gleises in die alte Lage unter Benutzung der neuen Brücke und nach Beseitigung des Dammkernes zwischen den Widerlagern bis zur zukünftigen Straßenhöhe (Abb. 19) konnte das linke Endwiderlager der Muldenbrücke nunmehr ohne Zwischenfälle fertiggestellt werden.

4. Kosten und Sonstiges.

Der Bau war als Notstandsbau geplant, und es waren 64000 Erwerbslosentagewerke vom Arbeitsamte anerkannt; doch konnten wegen Rückganges der Erwerbslosigkeit nur zeitweise Erwerbslose eingesetzt werden. Bis Ende 1928 wurden so nur 28 000 Erwerbslosentagewerke mit einem verlorenen Zuschusse aus der wertschaffenden Arbeitslosenfürsorge in Höhe von 87000 R.-M. geleistet.

Ernstliche Unfälle sind beim Bau nicht vorgekommen.

Die Kosten der Eisenbahnbrücke belaufen sich auf rd. 80 000 R.-M., die der Muldenbrücke werden bei insgesamt 5500 m³ Mauerwerk auf etwa 440000 R.-M. zu stehen kommen. Unter Hinzurechnung der Kosten für das Baulos I mit 430 000 R.-M. und Baulos II (einschließlich der kleineren Brücken) mit 750 000 R.-M. werden sich die Gesamtkosten mit Grunderwerb auf etwa 1 700 000 R.-M. stellen. Die Stadtgemeinde Penig hat mit Unterstützung durch den Bezirksverband der Amtshauptmannschaft Rochlitz die Kosten des Landerwerbs in Höhe von 105 000 R.-M. und einen baren Baubeitrag von 20 000 R.-M. in Raten zu zahlen.

Vermischtes.

Preußische Akademie des Bauwesens. Die Wahl des Ministerialdirektors Dr.-Ing. ehr. Gährs im Reichsverkehrsministerium zum Präsidenten der Akademie bis Ende 1931 ist bestätigt worden. Zu ordentlichen Mitgliedern der Akademie sind u. a. ernannt worden: Professor Ludin in Berlin-Charlottenburg, Ministerialrat Verlohr in Berlin-Zehlendorf, Ministerialdirigent Thomas in Berlin, der Direktor der städtischen Wasserwerke, Regierungsrat a. D. Karl Kühne in Berlin und Baurat Dr.-Ing. J. Bousset in Berlin. Außerordentliche Mitglieder der Akademie sind geworden: Oberbaudirektor Tillmann in Bremen, Elbstrombaudirektor Dr.-Ing. Zander in Magdeburg, Professor Dr.-Ing. E. Neumann in Stuttgart und Ministerialdirektor Th. Freytag in München.

Technische Hochschule Aachen. Die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber ist verliehen worden dem Professor Hans Reißner von der Technischen Hochschule Berlin, dem Begründer des Aerodynamischen Institutes der Technischen Hochschule Aachen, in Anerkennung seiner hervorragenden vielseitigen Arbeiten auf dem Gebiete der Mechanik, insbesondere der Aerodynamik und Flugzeugstatik, ferner dem Professor Tullio Levi-Civita von der Universität Rom, dem tiefgründigen Forscher, in Anerkennung seiner hervorragenden Arbeiten auf dem Gebiete der allgemeinen Mechanik und insbesondere der Hydrodynamik, sowie dem Professor Geoffrey I. Taylor in Cambridge, in Anerkennung seiner hervorragenden Arbeiten auf dem Gebiete der Mechanik und insbesondere der Hydro- und Aerodynamik.

Oberbaudirektor Wendemuth im Ruhestand. Am 30. Juni ist der Hamburger Oberbaudirektor Dr.-Ing. ehr. Wendemuth, geboren 1860 in Kassel, in den wohlverdienten Ruhestand getreten. Am 4. Januar 1884 trat er bei der Wasserbaudirektion Hamburgs ein, und bereits 1887 wurde ihm, wie wir dem „Hamburger Fremdenblatt“ entnehmen, die planmäßige Stelle eines Wasserbaukondukteurs übertragen. 1897 übernahm er als Wasserbauinspektor das Dezernat für den Hafenbau. Von 1903 ab arbeitete er unter und zusammen mit Geheimrat Bubendey, der zu jener Zeit als Wasserbaudirektor nach Hamburg berufen wurde, lange Jahre an der großen Elbkorrektion und besonders den daran sich anschließenden Hafenerweiterungen. Nach Bubendeys Tod wurde Wendemuth die Leitung des gesamten Strom- und Hafenbaues übertragen; 1921 wurde er zum Oberbaudirektor ernannt, in demselben Jahre erhielt er von der Technischen Hochschule die akademische Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber. Seine technischen Leistungen, vor allem die Landungsbrücken St. Pauli, der Elbtunnel, die neuen Anlagen für den überseeischen Passagierverkehr und für die Seefischerei (Cuxhaven) sind allgemein bekannt. 1914 regte er die Gründung der Hafenbautechnischen Gesellschaft an, 1923 wurde er zum außerordentlichen Mitgliede der preußischen Akademie des Bauwesens ernannt. Mögen ihm noch viele Jahre eines ruhigen Lebens in Gesundheit und Rüstigkeit beschieden sein!

Normung der Begriffe und Benennungen von Anstrichfarben. Ein Entwurf für einheitliche Begriffe und Benennungen der Anstrichstoffe ist durch den Ausschuß 20 des Deutschen Verbandes für die Materialprüfungen der Technik fertiggestellt und in den DIN-Mitteilungen 1929, Heft 12, S. 416, veröffentlicht worden. Wenn man auf diesem Gebiete zu einer Einheitlichkeit kommen will, ist es unvermeidlich, daß einzelne Bezeichnungen verschwinden oder eine andere Auslegung erhalten müssen. Anregungen zu dem Entwurf und begründete Einsprüche gegen ihn erbittet die Geschäftstelle des Deutschen Normenausschusses, Berlin NW 7, Dorotheenstr. 47, in doppelter Ausfertigung bis zum 15. 9. 1929.

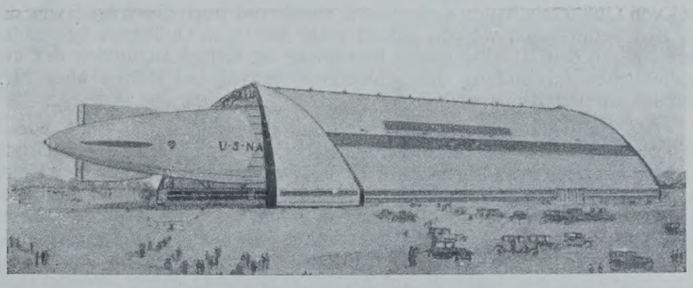
Der neue deutsche Walzstahl St 52. Als neuen hochwertigen Baustoff für Brücken und Hochbauten hat die Deutsche Reichsbahn einen Walzstahl von 52 kg/mm² Mindestfestigkeit, den **St 52,** gewählt, der als Ersatz für den in der Herstellung und in der Anarbeitung mit Schwierigkeiten verbundenen Siliziumstahl, den St Si, dienen soll. Die Festigkeitswerte des St 52 sind von der Reichsbahn zu Beginn d. J. in gemeinsamer Besprechung mit Vertretern der Hüttenwerke und Vertretern der Brückenbauanstalten näher festgelegt worden. Festgehalten wurde dabei an der hohen Streckgrenze von 36 kg/mm², die nur bei Dicken über 18 mm auf 35 kg/mm² heruntersinken darf. Neu hinzugekommen ist die Forderung der Eignung des neuen Stahles für elektrische Lichtbogenschmelzschweißung und die Forderung möglichst großer Rostbeständigkeit[1]).

Mit Ausnahme des Kohlenstoffgehaltes, der bei Stärken bis 18 mm höchstens 0,20 % und bei größeren Stärken höchstens 0,25 % betragen darf, ist für den neuen Baustahl die chemische Zusammensetzung freigegeben, und es ist jedem Erzeuger freigestellt, wie er die vorgeschriebenen Festigkeitswerte erreichen will. Es sind infolgedessen schon verschiedene Marken von St 52 vorhanden, die je nach Einstellung des betreffenden Stahlwerks andere Mengenverhältnisse in den Zusätzen von Mangan, Kupfer, Chrom usw. aufweisen.

Mit der Schaffung des St 52 dürfte die Frage der Herstellung und Verwendung hochwertiger Walzstähle für Bauzwecke vorerst ihr Ende erreicht haben, und damit eine Periode ernsten Strebens, Forschens und Schaffens auf diesem Gebiete. Die Periode war stürmisch, und die Meinungen rangen vielfach in hartem Ausdruck miteinander, höher und stürmischer vielleicht als beim Übergang von der Schweißeisenzeit zur neuen Zeit des Flußstahles. Es wäre äußerst wünschenswert, wenn mit dem St 52 nun eine längere Zeit der Ruhe auf dem Gebiete der Baustähle eintreten würde, die dringend erforderlich ist. Über die kleine Unschönheit der noch ungleichen Zusammensetzung wird sich dann auch im Laufe der Jahre ein Ausgleich finden lassen.

Die Perioden des St 48 und des St Si sind also nun hinter uns. Es wäre daher wohl am Platze, auch über die Erfahrungen einiges zu berichten, die sich bisher bei der Bearbeitung der hochwertigen Baustähle ergeben haben, und zwar sowohl über das Verhalten dieser Baustähle in der Werkstatt wie auf der Baustelle. Da der St 52 nahezu dieselben Festigkeitswerte besitzt wie der St Si, darf angenommen werden, daß für ihn dieselben Urteile in der Anarbeitung gelten werden wie beim St Si. Zur Bekanntgabe dieser Erfahrungen anzuregen, ist Zweck dieser wenigen Zeilen. Dr. Bohny.

Halle für den Luftschiffbau bei Akron. Nach einem Bericht in Eng. News-Rec. vom 11. April 1929 wird bei Akron, Ohio, eine Halle für den Luftschiffbau von 355 m Länge und 63 m Höhe errichtet. Die Längsachse ist in die während der Schiffahrtzeit vorherrschende Windrichtung gelegt. Gegenwärtig werden die Betonfundamente ausgeführt. Der Querschnitt der Halle ist parabolisch. Die Einfahrt wird von einem Doppeltor verschlossen, dessen Flügel gekrümmte Dreieckflächen bilden. Die Spitzen sind im Scheitel der Halle gelenkig gelagert, während am Fuß der Torflügel eine etwa halbkreisförmige Gleisbahn für das Öffnen und Schließen vorgesehen ist. — Die Halle wird für die „Goodyear-Zeppelin Corporation“ in Akron erbaut. Zs.



Der Talsperrenbau in Italien. Italien ist in seinem Kohlenbedarf bei einer Eigenerzeugung von nur 1 Mill. t im Jahre fast ganz auf das Ausland angewiesen. Einen Ausgleich hat ihm die Natur in zahlreichen ausbauwürdigen Wasserkräften gegeben. Auf die Flächeneinheit bezogen,

[1]) Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft: „Vorläufige Vorschriften für die Lieferung von Stahlbauwerken aus Baustahl St 52“. Amtliche Ausgabe, Juni 1929.

enthält Italien an ausbauwürdigen Wasserkräften mehr als doppelt soviel als Deutschland. Hierdurch ist hinlänglich erklärt, daß der Ausbau der Wasserkräfte in Italien mit besonderem Nachdruck betrieben wird. Die Regierung hat die nationalwirtschaftliche Bedeutung dieses Ausbaues klar erkannt und unterstützt ihn seit 1923 durch sehr beachtliche Beihilfen mit gutem Erfolge. Von dem Bedarf des Landes an elektrischer Arbeit liefern die Wasserkraftanlagen etwa 95 % 80 % aller zur Erzeugung elektrischer Energie installierten kW werden durch Wasserkräfte betrieben. Den Anlagen ist im allgemeinen eigentümlich, daß die Wassermengen und Speicherbecken klein und die Gefälle groß sind.

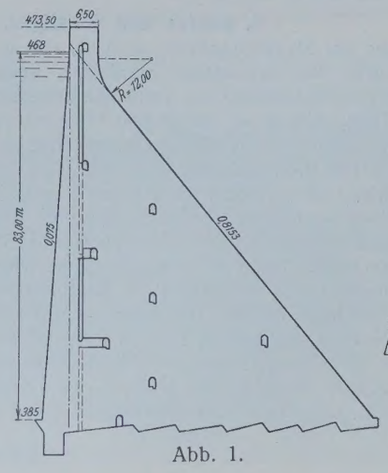


Abb. 1.

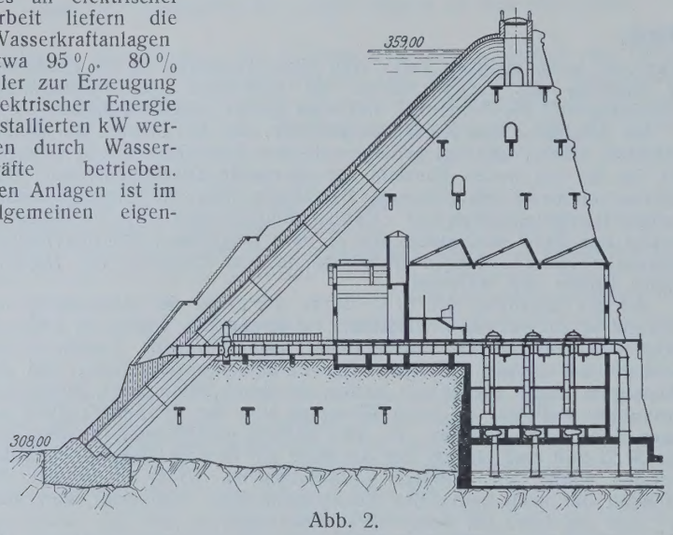


Abb. 2.

Über den Ausbauzustand der Speicheranlagen Italiens am 1. April 1927 als Stichtag bringt die L'Energia Elettrica vom November 1928 statistische Angaben. Nach diesen waren zu dem genannten Zeitpunkte 112 Speicheranlagen im Betrieb und weitere 42 im Bau. Im Mittel betrug der Stauinhalt 8,2 Mill. m³ bei einem mittleren Einzugsgebiet von 13,3 km². Unter diesen Anlagen befindet sich eine große Anzahl kleinerer, zum Teil nur durch bewegliche Wehranlagen gebildeter. An größeren Staubecken mit Staumauern von mehr als 30 m Höhe waren 27 vorhanden und 22 weitere im Bau. Es ist interessant zu erfahren, daß von diesen 49 Anlagen 31, das ist rd. $^2/_3$, Schwergewichtmauern, 7 Gewölbesperrmauern, nur 5 Mauern in aufgelöster Bauweise (davon 2 im Bau), 2 Trockenmauern und 4 Mauern in gemischter Bauweise haben. Die Anwendung von Bruchsteinmauerwerk und von Gußbeton halten sich zurzeit annähernd noch die Wage; von den im Bau befindlichen werden jedoch mehr als $^2/_3$ in Gußbeton ausgeführt. Seit einiger Zeit ist eine starke Bewegung im Gange zugunsten der ausschließlichen Anwendung des Schwergewichtstyps bei Höhen über 20 m und im alpinen Klima.

Die Konstruktionsgrundsätze sind im allgemeinen dieselben wie in Deutschland. Die Schwergewichtmauer erhält einen aus einem Grunddreieck hergeleiteten Querschnitt, an der Wasserseite eine in den Untergrund tief eingreifende Mauerschürze, unter der im allgemeinen der Untergrund noch durch Zementeinpressungen verdichtet wird. Auf der Wasserseite wird ferner eine Drainage angeordnet. Die Oberfläche wird geputzt und wasserdicht gestrichen. Der Berechnung wird eine dreieckförmige Druckverteilung des Auftriebs auf die Sohle zugrunde gelegt, dessen Höhe in ungünstigen Fällen gleich dem hydrostatischen Druck angenommen wird. In den Alpen wird mit dem Druck einer Eisdecke gegen die Mauer gerechnet. Alle Mauern erhalten senkrechte Dehnungsfugen.

Ein Beispiel für eine neuere Schwergewichtmauer gibt Abb. 1. Sie stellt eine demnächst zur Ausführung gelangende Mauer der Staatsbahnen bei Suviana (Bologna) von 88,5 m Höhe dar. Der Beckeninhalt wird 41,5 Mill. m³ betragen. Die Neigungen des Querschnitts betragen 0,075 und 0,8153. Die lotrechten Drainagen haben 0,70 m Durchm. und 6 m Abstand, sie enden in 5 Besichtigungsgängen, von denen der unterste unmittelbar auf dem Felsuntergrund liegt. Der Mauerinhalt beträgt 260 000 m³. Die Mauer hat in der Krone 200 m Länge bei 6,5 m Breite und ist nach einem Halbmesser von 550 m gekrümmt. Sie erhält drei Dehnungsfugen in 30 m Abstand und wird in Gußbeton ausgeführt werden.

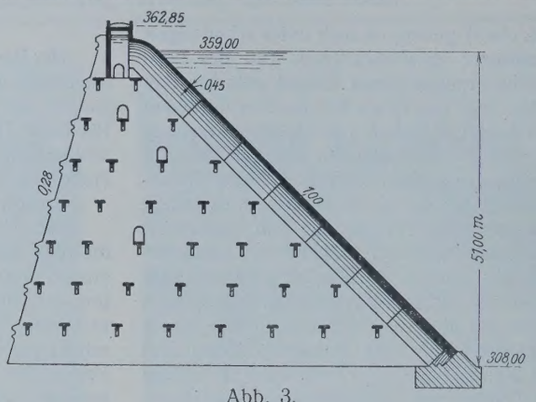


Abb. 3.

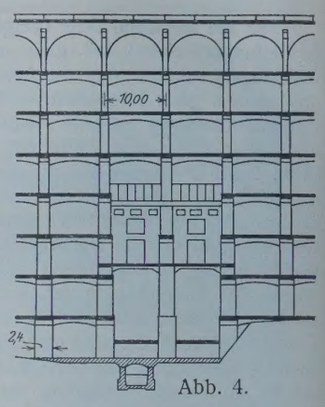


Abb. 4.

Auch für eine der Mauern in aufgelöster Bauweise sei ein Beispiel gebracht, obwohl die Anwendung dieser Bauweise, wie ausgeführt, in Zukunft weiter zurückgehen dürfte. Abb. 2, 3 und 4 zeigen die Mauer von Molato (Piacenza), deren Becken Bewässerungszwecken dienen soll. Die Mauer ist 54,85 m hoch und schließt einen Stauraum von 12 Mill. m³ ab. Sie ist auf eine Länge von 170 m geradlinig in 17 Bogen aufgelöst, deren Halbmesser 5 m beträgt und die unter 45° gegen die Wagerechte geneigt sind und sich gegen Strebepfeiler im Abstande von 10 m stützen. Die Bogenstärke nimmt von 0,45 m an der Krone allmählich auf 1,20 m in der Sohle zu. Entsprechend sind die Stärken der Strebepfeiler 1,20 bis 2,40 m. Die luftseitige Neigung der Strebepfeiler beträgt 0,28. Die Pfeiler sind durch ein System von 35 Eisenbetonbalken von ⊤-Querschnitt gegeneinander ausgesteift, von denen 3 zur Überführung der Besichtigungsgänge benutzt werden. Die Gesamtlänge der Mauer beträgt 370 m, von denen 170 m in der beschriebenen Weise ausgebildet sind. Die restlichen 200 m werden als Schwergewichtmauer ausgebildet. Im ganzen erfordert die Mauer 120 000 m³ Beton und 2300 t Eiseneinlagen. Gr.

Personalnachrichten.

Preußen. Ernannt sind: zum Oberregierungs- und -baurat bei der Regierung in Lüneburg der Regierungsbaurat (W.) Dr.-Ing. Petzel in Harburg-Wilhelmsburg unter einstweiliger Belassung in der Dienststellung als Vorstand des Wasserbauamts Harburg-Wilhelmsburg mit dem Dienstsitz in Harburg-Wilhelmsburg; — zu Regierungsbauräten: die Regierungsbaumeister Röder in Trier, Wolffram in Berlin, Franke in Liegnitz, Maempel in Stettin, Gohlke in Potsdam, Margraf in Magdeburg, Schlonski in Tilsit, Sader in Köslin, Dr.-Ing. Rutz in Marburg a. d. Lahn und Paulus in Charlottenburg.

Versetzt sind: der Oberregierungs- und -baurat (W.) Tillich von der Regierung in Lüneburg an die Verwaltung der Märkischen Wasserstraßen in Potsdam; — der Regierungs- und Baurat (W.) Georg Schmidt von der Verwaltung der Märkischen Wasserstraßen in Potsdam an die Regierung in Lüneburg; — der Regierungsbaurat (W.) Sartorius (bisher beurl. zum R. V. M.) an das Kanalbauamt in Braunschweig.

Unter Wiederaufnahme in den Staatsdienst sind überwiesen: die Regierungsbaumeister (W.) Hans Gorges dem Neubauamt für Brückenbauten in Schwedt a. d. Oder, Heinrich Schutte der Regierung in Schleswig und Walter Roßmann dem Staubeckenamt in Ottmachau.

Das Saale-Talsperren-Neubauamt in Saalfeld ist Ende Juni 1929 aufgelöst worden.

Die Staatsprüfung haben bestanden: die Regierungsbauführer Walter Bothmann (Wasser- und Straßenbaufach); — Friedrich Ebert (Eisenbahn- und Straßenbaufach).

Bayern. Der Oberregierungsrat beim bayerischen Landesamt für Wasserversorgung Anton Zink in München ist gestorben.

Sachsen. Straßen- und Wasserbauverwaltung. Versetzt: Regierungsbaurat Hase vom Straßen- und Wasserbauamt Dresden zum Amt für Gewässerkunde in Dresden; Regierungsbaurat Müller vom Straßen- und Wasserbauamt Meißen zum Straßen- und Wasserbauamt Bautzen; Regierungsbaurat Strohbach vom Amt für Gewässerkunde zum Straßen- und Wasserbauamt Meißen; Regierungsbaurat Häntzschel vom Straßen- und Wasserbauamt Meißen zum Straßen- und Wasserbauamt Dresden; Regierungsbaurat Martin vom Straßen- und Wasserbauamt Pirna zum Straßen- und Wasserbauamt Zittau; Regierungsbaurat Schützel vom Straßen- und Wasserbauamt Zittau zum Straßen- und Wasserbauamt Pirna.

INHALT: Die Unterführung der Reichsbahn Magdeburg—Stendal unter dem Mittellandkanal. — Künstliche Verlandung als Anfangstadium der Flußregulierungen. — Die Umgehungsstraße bei Penig i. Sa. (Schluß.) — Vermischtes: Preußische Akademie des Bauwesens. — Technische Hochschule Aachen. — Oberbaudirektor Wendemuth im Ruhestand. — Normung der Begriffe und Benennungen von Anstrichfarben. — Neuer deutscher Walzstahl St 52. — Halle für den Luftschiffbau bei Akron. — Talsperrenbau in Italien. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

7. Jahrgang | BERLIN, 2. August 1929 | Heft 33

Die Eisenbahn- und Straßenbrücke über den Rio Dulce in Argentinien.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Baurat Dr.-Ing. Dr.-Ing. ehr. **Fr. Bohny**, Sterkrade.

Nördlich von Buenos Aires fließen in Argentinien (Abb. 1) zwei große Binnenströme, der Rio Salado — der „Salzfluß“ — und der Rio Dulce — der „süße Fluß“ —. Der erstere mündet bei Santa Fee in den großen Rio Parana, der bis dahin auch für Seeschiffe befahrbar ist und der in seinem oberen Laufe die Grenze zwischen Argentinien und Paraguay bildet. Der Rio Salado selbst ist nicht schiffbar. Der Rio Dulce ist ein reiner Binnenstrom und besitzt keine Verbindung mit dem Meere. Er kommt als Gebirgsfluß aus den Anden, wechselt verschiedentlich den Namen — in der Provinz Tucuman z. B. heißt er Rio Sali — und mündet schließlich in ein großes Binnenmeer, das Mar Chiquita, nachdem er zwischen Santiago del Estero und diesem Mar noch mehrere Abflüsse von Salzseen aufgenommen hat. Die Ufer des Rio Dulce sind fast durchweg flach und der Strom meistens seicht. Nur bei der Schneeschmelze in den Anden, in den Monaten Dezember bis März, führt er gewaltige Hochwasser, die kilometerweit das flache Gelände überschwemmen.

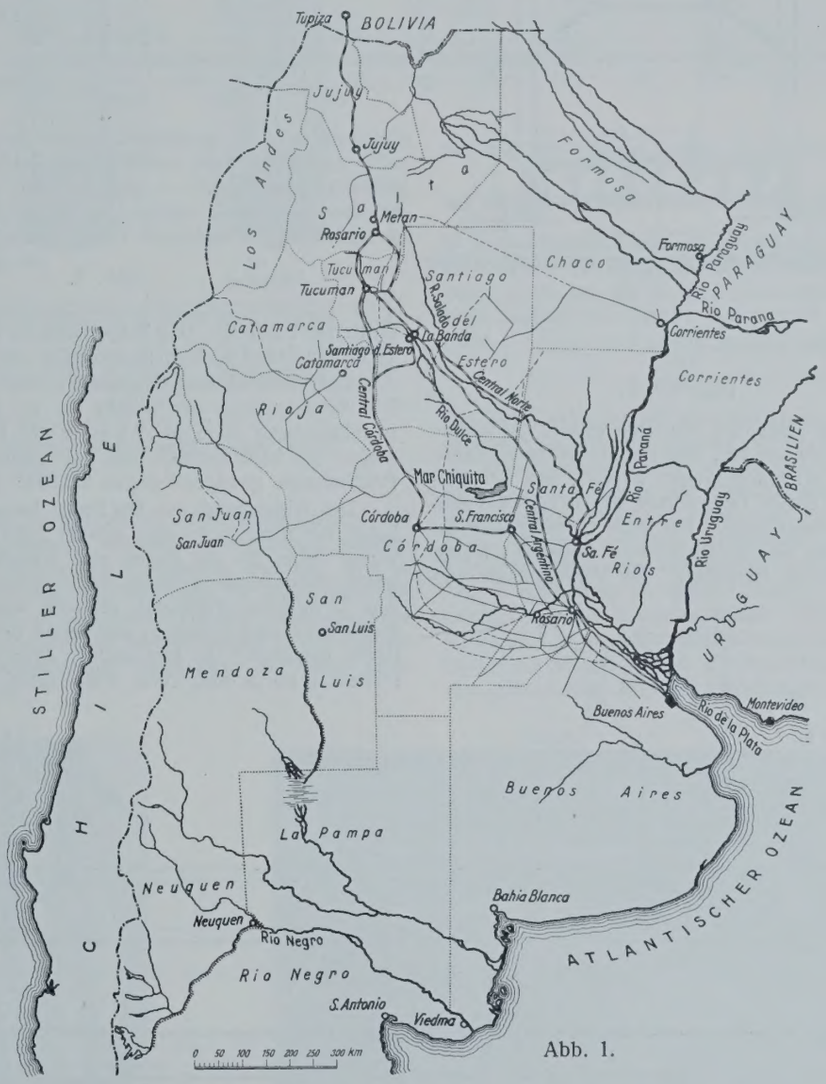


Abb. 1.

Beiderseits und zwischen den beiden Strömen laufen die drei Hauptbahnlinien Argentiniens, die die Hauptstadt des Landes mit dem Norden verbinden. Die mittlere dieser drei Bahnlinien ist die F. Central Argentino, die sich in englischen Händen befindet und für Breitspur — 1,676 m — angelegt ist. Wer von der Bundeshauptstadt nach dem Norden fährt, benutzt vorwiegend diese Bahn, da sie die geradeste und kürzeste Strecke bis Tucuman ist, wo sie endet. Bei La Banda zweigt eine kurze Strecke dieser Bahn nach Santiago del Estero ab, der Rio Dulce wird mittels einer rd. 1 km langen Brücke überschritten. Ostwärts des Rio Salado läuft die F. Central Norte mit 1-m-Spur. Sie beginnt in Santa Fee, durchfährt sämtliche Provinzen nordwärts von Buenos Aires bis nach Jujuy hinauf und läuft von da weiter ins Herz von Bolivien hinein bis zur Hauptstadt dieses Landes, La Paz. Diese Bahn gehört dem argentinischen Staate. Westlich des Rio Dulce ist dann noch als dritte Bahn die F. Central Cordoba zu nennen, die auch 1-m-Spur besitzt. Diese Bahn gehört einer Privatgesellschaft, doch hat sich der argentinische Staat in letzter Zeit einen großen Einfluß an ihrem etwa 2200 km langen Netz gesichert. Die Cordoba-Bahn endet im Norden auch bei Tucuman und ferner bei Santiago del Estero, in Buenos Aires hat sie ausgedehnte Anschlüsse an die Werften und die Hafenbecken.

Die Verbindung der beiden 1-m-spurigen Eisenbahnen bei Santiago del Estero herzustellen, war Zweck der neuen Brücke über den Rio Dulce. Es hätte zwar nahegelegen, die Verbindung über die bereits vohandene Brücke der Central Argentino zu leiten, doch sollte noch eine Straßenverbindung nach La Banda geschaffen werden, auch wäre in diesem Falle die Staatsbahn einem Privatunternehmen, der englischen Gesellschaft, tributpflichtig geworden. So wurde der Bau einer besonderen Brücke, einer vereinigten Straßen- und Eisenbahnbrücke beschlossen, die rd. 1,5 km unterhalb der englischen Brücke den Rio Dulce überschreitet.

Die ausschreibende Stelle waren die argentinischen Staatsbahnen. Die Ausschreibung geschah zu einer Zeit, als die deutsche Industrie im schwersten Abwehrkampfe gegen die feindliche Besatzung stand. Ende Juli 1923 erhielt die Gutehoffnungshütte in Oberhausen, die später den Bau der Brücke in Auftrag erhielt, von ihrem Vertreter in Buenos Aires und durch Vermittlung ihrer holländischen Niederlassung folgende Drahtung: „Staatsbahn bittet telegrafisch Angebot vor siebten August Tonnenpreis mit verbindlicher Angabe Lieferzeit franko Santafee für Straßen- und Eisenbahnbrücke bestehend aus 12 Überbauten je 70 m Spannweite. Hauptträger Schwedlerform. Bezahlung in Wechseln auf 180 Tage mit 5 gleich langen Verlängerungen und 6 % jährlicher Zinsvergütung. Verzugsstrafe 5 ‰ täglich. Kurze Lieferzeit gewünscht.“

So erwünscht ein solch schöner Auftrag nach Erledigung des Ruhreinbruches sich gestalten mochte, so groß war das Risiko, mitten im härtesten Wirtschaftskampfe, abgesperrt von der ganzen übrigen Außenwelt, mit unterbrochenen Bahnen und unterbrochener Schiffahrt, dazu bei sprungweise sinkendem Werte der Mark, noch ein solches Geschäft ernstlich zu verfolgen. Wer konnte wissen, wann die Ausfuhr wieder gestattet war, mit was für Schwierigkeiten man bei der Beschaffung des Walzmaterials rechnen mußte, wie der argentinische Peso sich gestalten würde, der zur Zeit der Ausschreibung auf dem niedrigen Wert von nur $1^1/_3$ Mark für Papier stand, und noch vieles mehr! Dazu die schwerwiegende Bedingung, Zahlung in Wechseln anzunehmen, die fünfmal je $^1/_2$ Jahr verlängert werden konnten gegen nur mäßigen Zinsfuß und die weitere Bedingung, eine so hohe Verzugsstrafe von 5 ‰ täglich (!) einzugehen. Und doch mußte im Interesse des Wiederankurbelns der Betriebe, der Wiedereinstellung der beschäftigungslos herumlaufenden Arbeiter nach dem Abbruch der Ruhraktion das Angebot gemacht werden, und das zum allerbilligsten Preise. Der Preis wurde gemacht und zum Verding am 10. August 1923 hinübergekabelt. Das Ergebnis war, daß die Gutehoffnungshütte noch um knapp 5 % unter dem nächstbilligsten belgischen Angebote lag. Als Lieferfristen für die 12 Überbauten wurden 5 bis 11 Monate nach Bestellung, 5 Monate für den Beginn und 11 Monate für die Beendigung der Lieferung, genannt, als Bedingung wurde ferner gefordert: Aufhebung der Ruhrbesatzung und Ermäßigung der Vertragsstrafe auf 5 ‰ je Woche. Angeboten hatten aus Belgien drei Firmen, aus England ebenfalls drei Firmen, darunter Arrol und Armstrong, ferner zwei amerikanische Werke. Letztere waren

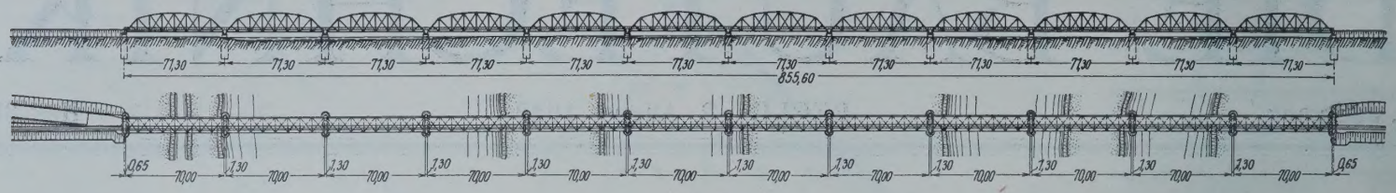


Abb. 2.

außerordentlich teuer. Von deutschen Firmen hatte scheinbar keine weitere eine Nachricht über die Ausschreibung erhalten, oder man hatte nicht gewagt, anzubieten.

Die Voraussetzung und Hauptbedingung für die Hereinnahme des Auftrages, die Aufhebung der Ruhrbesatzung, begegnete in Argentinien großem Unwillen, war doch nicht abzusehen — und in fernen überseeischen Ländern machten damals die Nachrichten aus den Quellen der Besatzungsmächte noch sehr großen Eindruck —, wann dieses Ereignis oder auch nur eine Lockerung der Schranken eintreten würde. So folgten sich Verhandlungen durch Kabel hin und her, und erst in den ersten Tagen des Dezember 1923 konnte von drüben gemeldet werden, daß der Vertrag glücklich unterzeichnet sei. Einige Tage vorher waren auch die endgültigen Pläne in Deutschland eingetroffen. Für jede Öffnung war ein Pauschpreis festgesetzt, so daß das Gewichtsrisiko dem liefernden Werke zufiel. Der Preis war in Goldpeso festgelegt, die Verzugsstrafe war

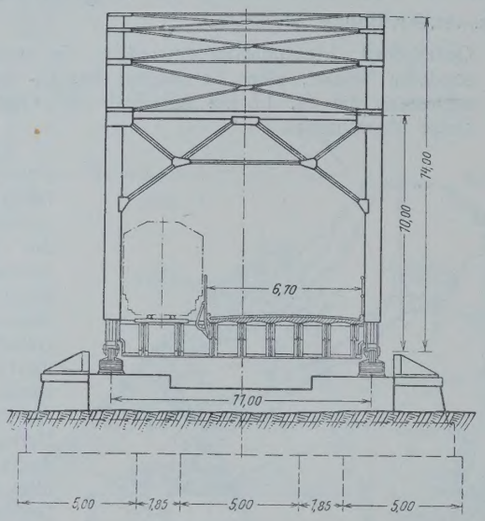
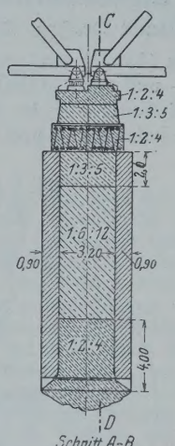


Abb. 2.



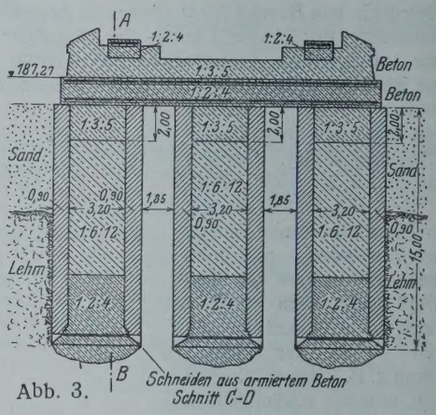


Abb. 3.

mittleren Feldern. Die Trägerhöhe in der Mitte jeder Öffnung beträgt 14 m, die Höhe an den Endportalen 10 m.

Der Abstand der Hauptträger von Mitte zu Mitte ist genau 11 m. Die Schienenhöhe der Brücke ist so gewählt, daß bei 1,72 m Konstruktionsdicke noch rd. 2,4 m lichter Raum über dem höchsten Hochwasser von 1924 verblieb, und man glaubt, damit auch bei allen weiteren Hochwässern genügend gegen Schäden gesichert zu sein.

Der Untergrund des Rio Dulce besteht an der Brückenbaustelle aus Lehm mit einer mehr oder minder starken Sandschicht überlagert[1]). Es wurde daher für die Pfeiler und Widerlager eine Brunnengründung gewählt, indem runde Zylinder von 5 m Durchm. bis auf eine mittlere Tiefe von 15 m unter Flußsohle versenkt wurden. Die Zylinder von 0,9 m Wandstärke sind gemauert und unten mit einer Schneide aus bewehrtem Beton versehen. Je drei solcher Zylinder bilden das Fundament eines Pfeilers (Abb. 3) und eines Widerlagers. Die Füllung der Zylinder besteht aus Beton im Mischungsverhältnis 1 : 6 : 12; darüber liegt eine Verbindungsplatte von 1,45 m Stärke aus Beton im Mischungsverhältnis 1 : 2 : 4 mit starker Bewehrung oben und unten. Über der Platte liegt eine Zwischenschicht aus Beton 1 : 3 : 5, in die die wieder stark bewehrten Auflagerquader eingebettet sind. Die Endwiderlager sind ebenso ausgebildet wie die Pfeiler, so daß es ohne weiteres möglich ist, die Zahl der Öffnungen noch zu vermehren, falls sich das als notwendig erweisen sollte.

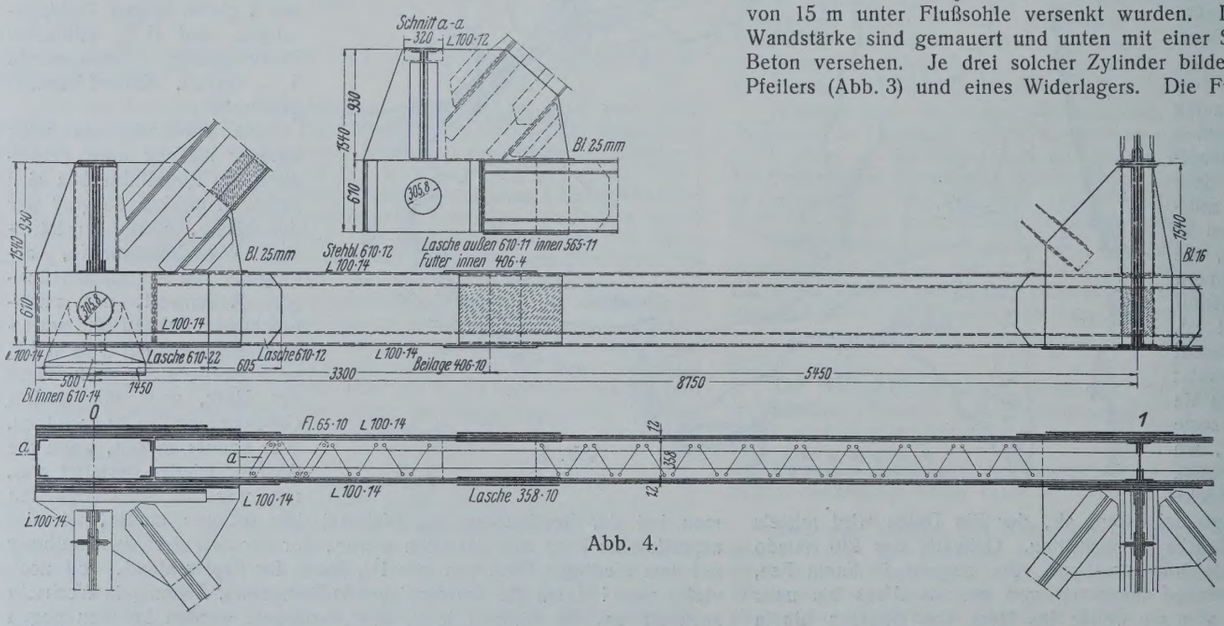
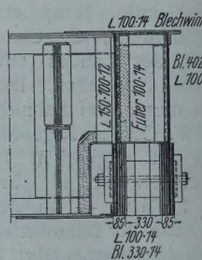


Abb. 4.



Zu Abb. 4.

Die Berechnung und Bemessung des eisernen Überbaues geschah in den Bureaus der argentinischen Staatsbahn, so daß baureife Pläne zur Ausführung in der Sterkrader Werkstatt vorlagen. Es ist von diesen Plänen auch nur wenig abgewichen worden, einige Verbesserungs- und Vereinfachungsvorschläge, wie z. B. die Verringerung der vielen Binde-

glücklich auf 5 ‰ je Woche ermäßigt worden. So konnte an die Beschaffung des Walzmaterials und an die Vorbereitung für die Werkarbeit gegangen werden. Der Auftrag war die erste große Arbeit, die der Brückenbauanstalt der Gutehoffnungshütte in Sterkrade nach der Einigung mit den Besatzungsmächten zufiel und die ihr gestattete, ihren Betrieb wieder einigermaßen in Gang zu bringen. Er wurde daher mit größter Freude begrüßt.

Die genaue Lage der zweiten Brücke über den Rio Dulce in der Nähe von Santiago del Estero war erst nach eingehendem Studium der ganzen örtlichen Verhältnisse festgelegt worden. Vor allem mußten die zu wählende Lichtweite, die Schienenhöhe usw. sorgfältig abgewogen werden. Man kam dabei auf eine Brücke von 12 Öffnungen von je 70 m Stützweite (Abb. 2). Die Hauptträger sind einfache Halbparabelträger mit abgeschrägten Enden und mit Gegendiagonalen in den vier

[1]) Ich folge dabei im wesentlichen einer Beschreibung über die Rio-Dulce-Brücke in der argentinischen Ingenieurzeitschrift „La Ingenieria“ vom Dezember 1925.

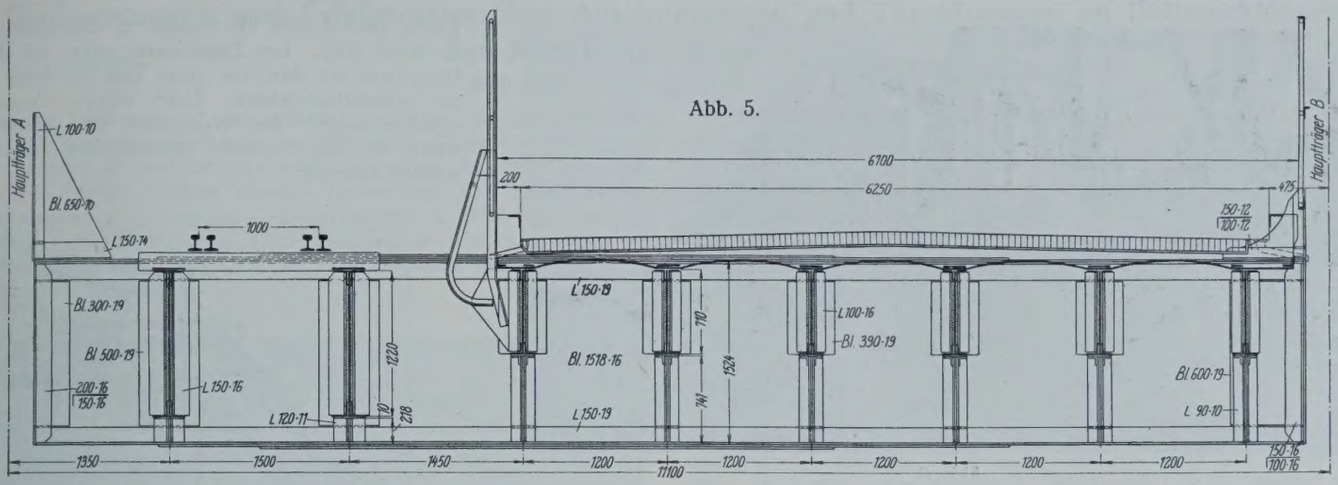


Abb. 5.

niete, wurden ohne weiteres und durch Vermittlung der die Werkstattarbeiten überwachenden englischen Abnahmefirma glatt genehmigt. Entsprechend der ungleichmäßigen Lastverteilung — Schienenspur einseitig nahe einem Hauptträger — auf beide Hauptträger sind diese auch ungleich ausgebildet. Der dem Eisenbahngleis benachbarte Hauptträger ist etwa 24% schwerer als der andere.

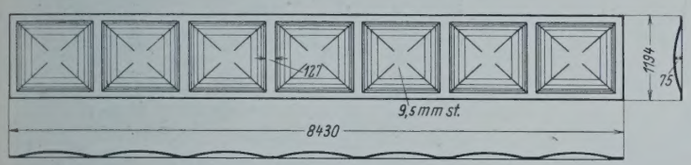


Abb. 6.

Bei der Berechnung der Hauptträger wurde davon ausgegangen, daß die Diagonalen nur auf Zug beansprucht werden. Infolgedessen mußten in den vier Mittelfeldern Gegendiagonalen vorgesehen werden. Wie in der genannten Quelle angegeben, hat man sich noch die Mühe gemacht, das System als vierfach statisch unbestimmtes Gebilde nachzurechnen mit dem Ergebnis, daß keine nennenswerten Abweichungen in den Kräften sich ergaben und die erst angenommene Bemessung der Stäbe ohne weiteres bestehen bleiben konnte.

bei den beweglichen Lasten der Eisenbahn $S_1 = S\,\frac{2787}{2787 + L^2}$

bei den beweglichen Lasten der Straße $S_2 = \frac{1}{2}\,S\,\frac{2787}{2787 + L^2}$.

In beiden Formeln ist S die größte aus den beweglichen Lasten errechnete Kraft und L die Länge in Metern des Teiles der Öffnung, den man belasten muß, um die Kraft S zu erzeugen. Für die Gurte, für die die Vollbelastung der Brücke maßgebend ist, wird somit im vorliegenden Falle $L = 70$ m und damit der Zuschlag

$$S_1 = S \cdot \frac{2787}{2787 + 4900} = 0{,}36\,S \qquad \text{und} \qquad S_2 = 0{,}18\,S.$$

Die Zuschlagformel ist eine Formel nordamerikanischer Praxis; ihre Ergebnisse decken sich nahezu mit denen unserer deutschen Vorschriften.

Die Eisenkonstruktion der Brücke weist keine großen Besonderheiten auf. Die Bemessung und die Durchbildung der Stäbe und der Einzelträger sind in üblichen Größen und Formen gehalten. In Abb. 4 ist der erste Untergurtstab eines Hauptträgers dargestellt mit seiner gelenkigen Verbindung mit dem Auflager und mit dem Anschluß des Endquerträgers. Abb. 5 zeigt einen normalen Querträger mit der Ausbildung der Fahrbahn. Letztere besteht einesteils aus der üblichen Gleislage, Querschwellen auf schweren Längsträgern, anderenteils aus der 6,7 m breiten Straße. Die Decke der Straße besteht aus Holzpflaster auf einer Betonunterlage, die von gebuckelten Blechen getragen wird. Letztere sind rd. 8,5 m lang

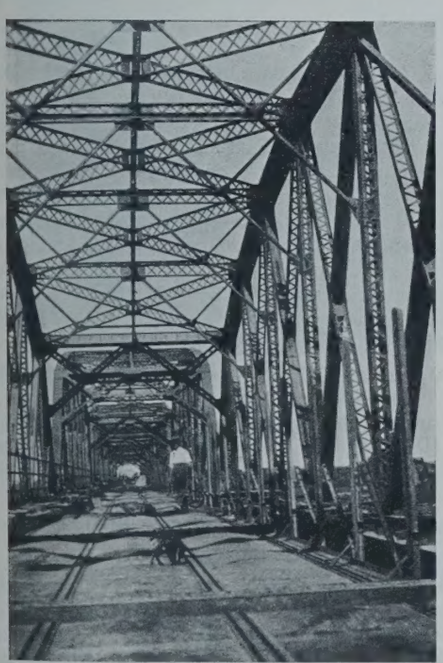


Abb. 7.

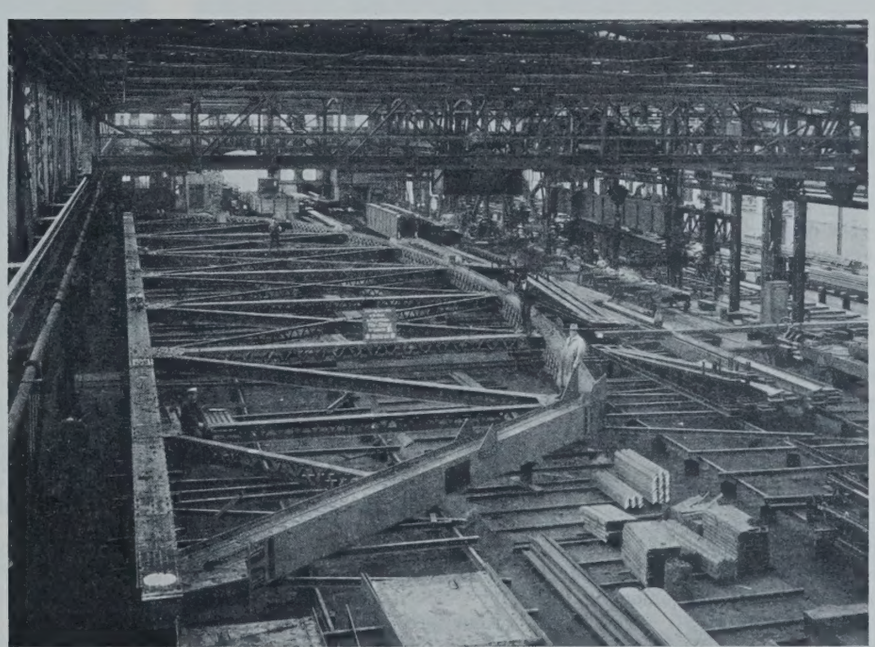


Abb. 8.

Für die beweglichen Belastungen der Eisenbahnspur waren die Vorschriften der Generaldirektion der argentinischen Staatsbahn maßgebend, für die der Straße war eine Dampfwalze neben der üblichen Belastung je Quadratmeter Straßenfläche vorgesehen. Alle Kräfte aus diesen Lasten wurden mit einem Zuschlag bei der Bemessung der Querschnitte versehen, deren Größe betrug:

und 1,2 m breit, ihre Stärke beträgt 9,5 mm. Sie haben aber nach oben gekehrte Buckel (Abb. 6), zwischen denen sich ebene Blechstreifen von rd. 130 mm Breite befinden. Diese für uns ungewöhnlichen, aber in Nordamerika vielfach gebräuchlichen Buckelplatten bieten zwar bei der Herstellung einige Schwierigkeiten, sie haben aber den großen Vorteil, daß sie außer weitgespannten Längsträgern keine weitere Stützkonstruktion

Abb. 9.

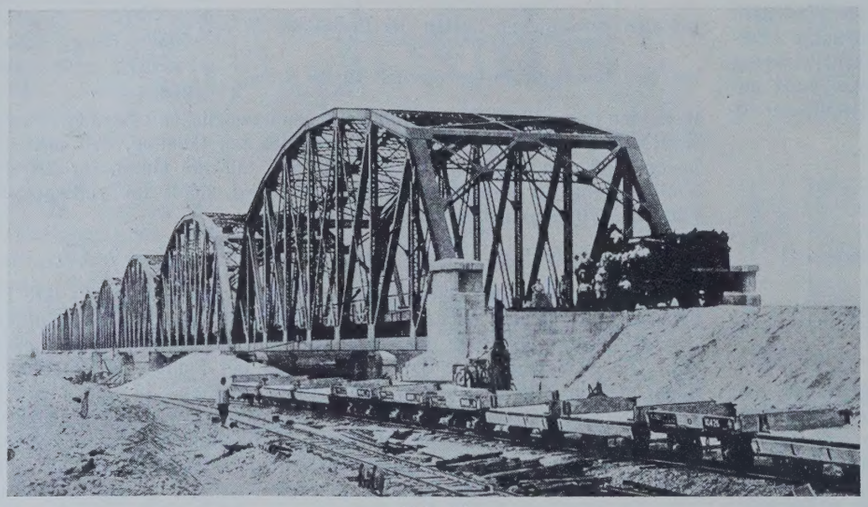


Abb. 11.

erfordern. Gleise und Fahrbahn sind durch ein 1,8 m hohes Geländer mit starker Metallgewebefüllung getrennt. Ein entsprechendes Schutzgeländer ist zwischen der Fahrbahn und dem zweiten Hauptträger angeordnet. Die Hauptträger sind auf den Auflagerstühlen mittels Gelenkbolzen aus Schmiedestahl von 30 cm Durchm. aufgelagert. Bei den beweglichen Lagern sind außerdem vier (Straßenseite) bezw. fünf (Bahnseite) Stelzen von 28 cm Höhe und 18 cm Breite angeordnet. Zur Aufnahme der Windkräfte sind zwei Querverbände vorhanden. Der obere Verband stützt sich auf die in den Ebenen der Endstreben angeordneten Windportale, der untere Verband liegt in der Ebene der Hauptträgeruntergurte. Außerdem sind Querverbände in jeder Pfostenebene vorhanden (Abb. 7).

Da die Aufstellung der Brücke getrennt vergeben worden ist, war — um ein genaues Passen aller Teile auf der Baustelle zu gewährleisten — eine räumliche Vormontage in der Werkstätte vorgeschrieben. Die großen Abmessungen der Träger ließen aber eine solche nicht zu. Infolgedessen wurden sämtliche Hauptträger flach zugelegt (Abb. 8), und in diesem Zustande alle Anschlüsse und Stöße auf genaues Maß aufgerieben. Von der Fahrbahn wurden ab und zu einige Felder mit den zugehörigen Gurten und Windverbänden zusammengelegt, desgleichen ab und zu einige Obergurtfelder mit ihren Windkreuzen. Auch einige Endportale wurden zusammengebaut, um sich vom guten Passen aller Teile zu überzeugen.

Für die Berücksichtigung der Durchbiegung der Hauptträger unter Verkehrslasten erhielten diese in der Zulage eine Überhöhung von 40 mm, von der Mitte aus bis zu den Auflagern abnehmend auf Null nach den Ordinaten einer Parabel. Zu diesem Zwecke hatte die argentinische Staatsbahn die Durchbiegung beider Hauptträger unter einem Lastenzuge von zwei schweren Lokomotiven von 130 t Gewicht und mit einer Folge von Güterwagen von je 43 t Gewicht rechnerisch ermittelt und für den Träger auf der Eisenbahnseite eine Durchbiegung von 42 mm, für den Träger auf der Straßenseite eine solche von 30 mm ermittelt. Der Unterschied beider Maße zeigt also die Größe der Verdrehung der Träger bei der Überfahrt eines Zuges. Die durch den Unterschied von nur 12 mm entstehenden Nebenkräfte in der Fahrbahn und in den Verbänden wurden als unbedeutend angesehen.

Die Abnahme der Materialien und die Überwachung der Werkstattarbeiten waren von der argentinischen Staatsbahn der Zivilingenieurfirma Fox & Mayo in London übertragen worden. Ein Herr Fox war zu diesem Zweck nahezu drei Vierteljahre in Oberhausen und Sterkrade tätig. Das Zusammenarbeiten mit diesem Herrn war ein durchaus gutes und für beide Teile ein zufriedenstellendes. Dank diesem Zusammenarbeiten schritt die Werkarbeit sehr rasch vorwärts, so daß folgende Versandfristen eingehalten werden konnten:

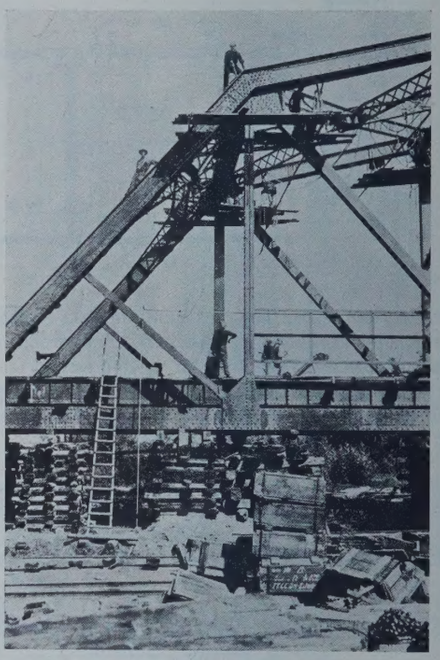


Abb. 10.

Öffnung	1	und	2	ab Sterkrade	7. März	1924
„	3	„	4	„ „	25. „	„
„	5	„	6	„ „	15. Mai	„
„	7	„	8	„ „	12. Juni	„
„	9	„	10	„ „	15. Juli	„
„	11	„	12	„ „	13. August	„

Die im Angebot angegebenen Lieferfristen sind somit, auch unter Berücksichtigung der Fahrtdauer über See bis Santa Fee, nicht nur gehalten, sondern noch wesentlich unterschritten worden.

Die Aufstellung der Eisenkonstruktion war der einheimischen Unternehmerfirma Boggliatto, Binda & Cie. in Tucuman übertragen worden. Die Aufstellung wurde im August 1924 begonnen, dann in der Periode des steigenden Wassers unterbrochen und im April 1925 wieder fortgesetzt. Auf diese Weise wurde die Aufstellung wesentlich vereinfacht, da man die Mehrzahl der Öffnungen auf einfachen Schwellenstapeln zusammenbauen konnte (Abb. 9 u. 10). Nur in zwei Öffnungen war eine behelfsmäßige Rüstung auf Pfählen mit aufgesetzten Böcken nötig. Ein großer Portalkran umfaßte die ganzen Träger und brachte die einzelnen Eisenteile an Ort und Stelle. Nach Angaben der Aufstellungsfirma hat bei der Aufstellung alles aufs beste gepaßt. Die Aufstellung war Ende 1925 beendet, worauf sich die Gleisverlegung und das Aufbringen der Fahrbahn auf der Straßenseite anschloß.

Abb. 11 zeigt die fertige Brücke, von einem Widerlager aus gesehen, kurz nach Beendigung der Aufstellung.

Das Gewicht eines Überbaues beträgt **538 t.** Davon entfallen 129 t auf den eisenbahnseitigen Hauptträger und 104 t auf den straßenseitigen Hauptträger. Das Gewicht der Fahrbahnkonstruktion beträgt 235 t je Öffnung, das der Windverbände je 54 t und das der Auflager je 16 t.

An der Brücke ist eine Plakette angebracht mit dem Wortlaut:

Puente proyectado y construido por los
FF. CC. del ESTADO.

Estructura metalica fabricada por la
GUTEHOFFNUNGSHÜTTE, OBERHAUSEN, ALEMANIA.

Montaje de la misma ejecutado por la Empresa
BOGGIATTO, BINDA Y Cía. — TUCUMAN.

zu deutsch: Brücke entworfen und konstruiert von den Staatseisenbahnen. Eisenkonstruktion hergestellt von der Gutehoffnungshütte, Oberhausen, Deutschland. Aufstellung ausgeführt durch die Firma Boggiatto, Binda & Co., Tucuman.

Ein dauerndes Zeugnis deutschen Wagemutes in schwerster Zeit.

Beobachtungen und Erfahrungen über Aussinterungen und Zerstörungen an Betonschleusen der Märkischen Wasserstraßen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungs- und Baurat **Ehrenberg**, Potsdam.

Bei der Trockenlegung der neueren, aus Beton mit und ohne Verblendung hergestellten Schleusen der Märkischen Wasserstraßen wurden in den letzten Jahren häufig sowohl eigenartige Aussinterungen von verschieden großem Umfang als auch Zerstörungen des Betons und des Verblendmauerwerks festgestellt, deren Entstehung nicht ohne weiteres erkennbar war. Eingehende Untersuchungen der Ursachen dieser Erscheinungen haben aber nunmehr zu einem Ergebnis geführt, das nachstehend wiedergegeben werden soll.

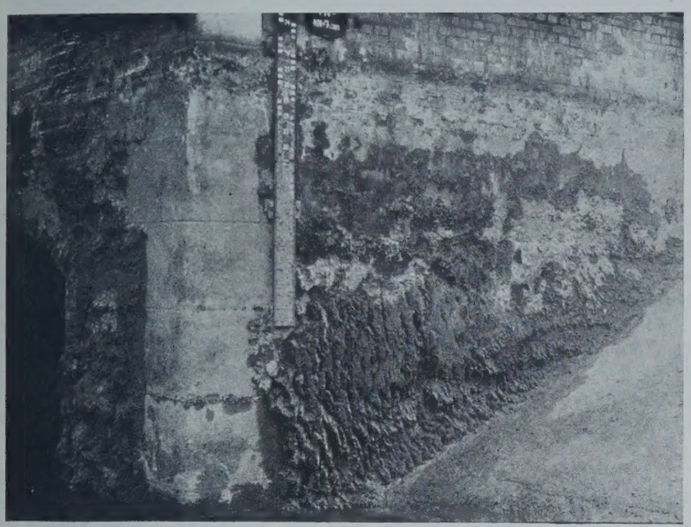


Abb. 1. Aussinterungen an der Unterhaupt-Stirnwand der Schleuse III Niederfinow. Links Mündung des Umlaufes.

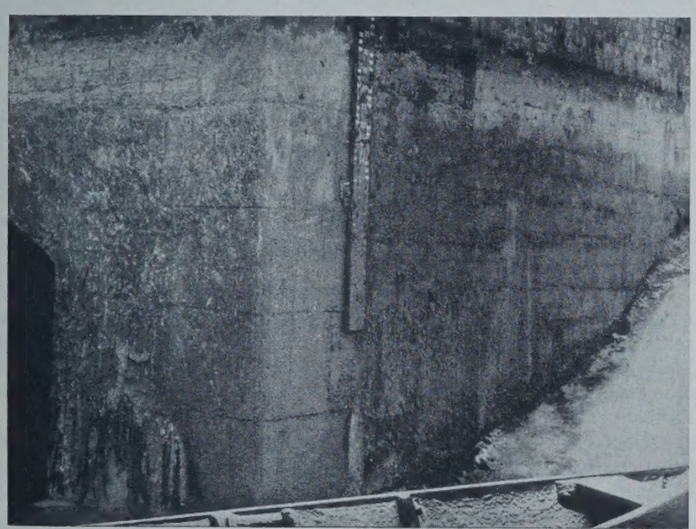


Abb. 2. Dieselbe Stelle wie Abb. 1 nach Entfernung der alten Aussinterungen mit Neubildungen innerhalb eines Jahres. Bemerkenswert ist, daß der rechts neben der Pegellatte angebrachte Siderosthen-Anstrich von 1 m Breite und 3 m Höhe ohne Unterschied ebenfalls wieder bewachsen ist, ohne daß die Farbhaut zerstört wurde.

1. Aussinterungen.

Von großer Bedeutung ist zunächst die Beobachtung, daß die Aussinterungserscheinungen an allen Schleusen fast ausschließlich unter dem Unterwasser auftreten und in Höhe des normalen Unterwasserstandes wie abgeschnitten aufhören. Diese Erscheinung kann nur dahin gedeutet werden, daß das den Beton ständig umspülende Wasser einen ausschlaggebenden Einfluß auf die Bildung der Sinterungen haben muß.

Weiter ist bemerkenswert, daß hauptsächlich die Unterhäupter von den Aussinterungen befallen werden und hier wiederum vorzugsweise die unterhalb der Untertore und Schützverschlüsse gelegenen Teile (Abb. 1 bis 3) sowie die Schützschächte und Notverschlußschlitze; alles Stellen, an denen beim Entleeren der Schleuse im Unterwasser starke wirbelnde Strömungen auftreten.

Diese Beobachtungen deuten zunächst darauf hin, daß die Aussinterungen nicht in erster Linie durch die Einwirkung rückwärtigen Sickerwassers veranlaßt sein können, wie vielfach angenommen wird. Wäre das der Fall, so bliebe es unverständlich, daß sie nicht auch über dem Unterwasser auftreten, da bei Schleusen mit hohem Gefälle das Mauerwerk doch auch über dem Unterwasser noch unter einem erheblichen äußeren Wasserüberdruck steht. Man muß vielmehr zu der Überzeugung gelangen, daß es zur Bildung von Aussinterungen der Mitwirkung des ständig in der Schleuse befindlichen Wassers, also des Unterwassers bedarf.

Anderseits muß aber auch aus dem Beton herkommendes Wasser wesentlich an der Erzeugung der Aussinterungen beteiligt sein. Daraufhin deutet vor allem die Tatsache, daß die Ausscheidungen sich besonders an Stellen häufen, wo Strömungswirbel auftreten und der dadurch stellen- und zeitweise erzeugte Druckwechsel das Auslaugen des Betons fördert. Auch die Beobachtung, daß die Aussinterungen um so geringer sind, je dichter und wasserundurchlässiger der Beton ist, ist eine Bestätigung dieser Auffassung.

Durch Verbindung der vorgenannten wichtigsten Beobachtungen läßt sich nun die Entstehung der Aussinterungen zwanglos etwa so erklären:

Abb. 3. Aussinterungen an der Stirnwand des Unterhauptes der Schleuse I Niederfinow.

Das Schleusungswasser dringt beim Füllen der Schleuse durch Fugen, Risse und durchlässige Stellen in den Beton ein, sättigt sich dort mit dem freien Kalk des Betons ($Ca(OH)_2$) an und tritt beim Entleeren der Schleuse naturgemäß mehr oder minder schnell wieder aus dem Beton heraus. Es mag hierbei auch noch durch eine geringe Menge aus dem Erdreich hinter den Schleusenmauern stammenden Sickerwassers vermehrt sein; für die Aufnahme des freien Kalkes kommt aber zweifellos in erster Linie das eigentliche Schleusungswasser in Betracht, da das harte Grundwasser hierzu weniger geeignet ist als das verhältnismäßig weiche Fluß- oder Kanalwasser.

Der durch das im Beton ein- und auslaufende Schleusungswasser beförderte Kalk verbindet sich nun dort, wo das Wasser aus dem Betonmauerwerk über dem Unterwasser wieder austritt, in der bekannten Weise mit der Kohlensäure der Luft zu kohlensaurem Kalk, der dann auf den Maueraußenflächen die berüchtigten weißen Fließspuren hinterläßt.

$$Ca(OH)_2 + CO_2 = Ca\,CO_3 + H_2O.$$

Dort aber, wo das kalkhaltige Wasser unter dem Unterwasser austritt, verbindet sich der Kalk mit dem in diesem Wasser enthaltenen doppeltkohlensauren Kalk ($Ca\,H_2(CO_3)_2$) zu Aussinterungen von kohlensaurem Kalk.

$$Ca(OH)_2 + Ca\,H_2(CO_3)_2 = 2\,Ca\,CO_3 + 2\,H_2O.$$

Daß diese Kalkaussinterungen naturgemäß dort besonders ergiebig sind, wo ein lebhafter, bis zu Unterdrucken hinabgehender Druckwechsel im Wasser stattfindet, also dort, wo starke Wasserbewegungen auftreten und einen saugenden Strudel erzeugen, ist dabei ganz selbstverständlich. Nicht nur wird dort das Wasser besonders stark und rasch aus dem Beton herausgesogen, sondern die Strömungswirbel und Strudel verursachen dort außerdem noch eine lebhafte Luftzuführung, die ebenfalls dazu beiträgt, die Sinterungserscheinungen zu vermehren und ihnen groteske Formen zu geben (Abb. 1).

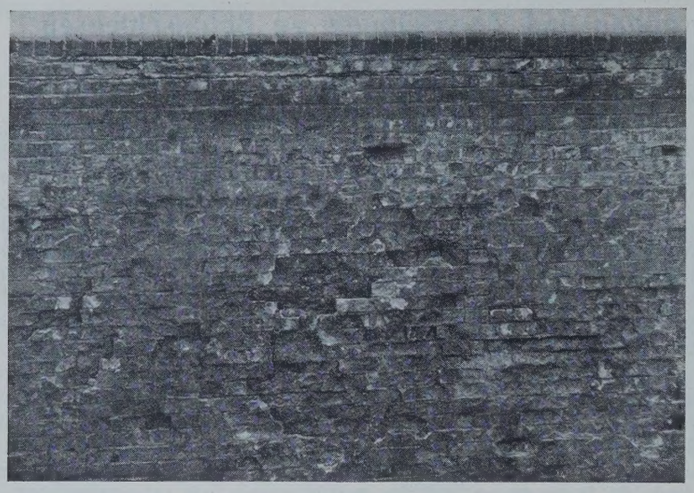


Abb. 4. Verblendklinker-Zerstörung an der Schleuse Lehnitz.

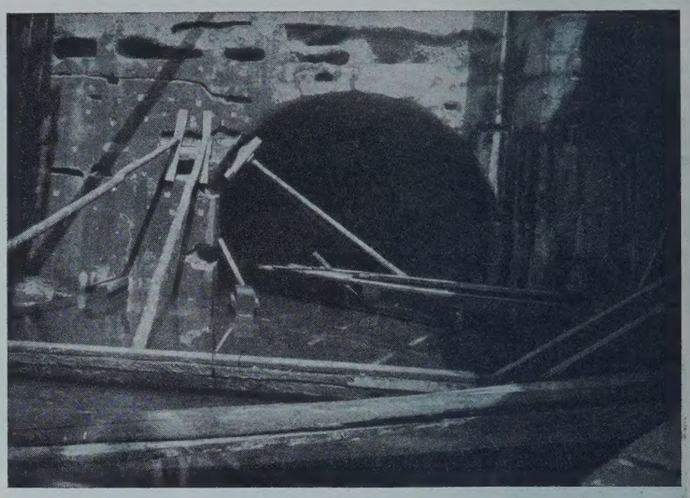


Abb. 5. Freigelegte Betonzerstörungen am Einlauf des Oberhaupt-Umlaufes der Schleuse Grütz (untere Havel). Die Stelle am linken Kämpfer ist bereits für die Ausfüllung hergerichtet.

Die Sinterungen sind somit vor allem abhängig von der Beschaffenheit des das Schleusenmauerwerk umgebenden Wassers, und das erklärt auch die Beobachtung, daß einige Schleusen ganz besonders von diesen Anwüchsen befallen werden, während andere wiederum nur geringe Spuren zeigen. Daneben ist selbstverständlich auch die Beschaffenheit des Betons von Bedeutung, insbesondere sein mehr oder minder großer Reichtum an freiem Kalk und seine größere oder geringere Porosität, so daß auch darin ein Grund für das verschiedenartige Verhalten der verschiedenen Schleusen zu suchen ist.

Die Herkunft der Aussinterungen aus dem Wasser erklärt auch ihren schwammartigen Aufbau, der so lose ist, daß beim Zusammendrücken von ganz großen Sinterhaufen nur ein kleiner Rest verbleibt. Auch macht sie verständlich, daß das Gefüge des Betons durch solche Aussinterungen meist nur unerheblich beeinträchtigt wird. Unter den Aussinterungen befindet sich in den weitaus meisten Fällen ein durchaus gesunder Beton von guter Oberflächenhärte und normaler innerer Struktur, die Aussinterungen bedingen also an sich keine nennenswerten Zerstörungen des Betons. Stellenweise hat es auch den Anschein, als ob einmal angesetzte Aussinterungen sich auch aus den Produkten anderwärts ausgespülter Kalkteilchen weiter aufbauen, da bei einem Aussinterungspanzer von z. B. 15 cm kaum noch ein Auslaugen des Kalkes an dieser Stelle in Frage kommen kann. Von Nachteil können die Aussinterungen wohl nur als Behinderung der Wasserführung in den Umläufen werden und für das Einbringen von Notverschlüssen und dergl. in engeren Schlitzen, die mit der Zeit vollständig zugesetzt werden.

Als für die Festigkeit des Betons harmlos mögen hier übrigens auch noch die Ausscheidungen erwähnt werden, die gelegentlich als leicht „bereifte“ Flecke auf der Betonoberfläche erscheinen. Die Untersuchung derartiger Ausscheidungen auf dem Spritzputz der neuen Schachtschleuse Fürstenberg ergab, daß es sich hierbei um kohlensaure Alkalien handelte.

Das Kalziumhydroxyd, d. h. das mit dem Kalk des Betons gesättigte Schleusungswasser setzt bei seiner Hin- und Herbewegung im Beton die im Traß vorhandenen Alkalisulfate in Alkalihydroxyde und Kalziumsulfat um:

$$Ca(OH)_2 + Na_2SO_4 = CaSO + 2\,NaOH.$$

Die Alkalihydroxyde gelangen mit dem den Beton durchströmenden Wasser an die Betonoberfläche, werden dort durch die Kohlensäure der Luft in kohlensaure Alkalien umgesetzt und kristallisieren dann beim Verdunsten des Wassers aus. Betonfeindliche Bestandteile wurden auch in diesen Ausblühungen nicht festgestellt.

2. Klinkerzerstörungen.

In engem Zusammenhang mit den Aussinterungserscheinungen stehen die Zerstörungen an den Verblendklinkern einiger Betonschleusen (Niederfinow und Lehnitz) (Abb. 3). Die Untersuchung abgesprengter Klinkerstücke dieser Schleusen hat einen auffallenden Gehalt an Kalk in diesen Steinen ergeben, der erst nachträglich hineingekommen sein muß. Es muß also angenommen werden, daß auch hier die Bildung von kohlensaurem Kalk die Ursache der Zerstörung ist.

Es ist ja auch nicht zu verwundern, wenn das Schleusungswasser bei gefüllter Schleuse eine derartige, meist nur sehr schwache Verblendung, verhältnismäßig leicht durchdringen und danach auch noch weiter in den Beton eindringen kann. Man hat ja die Verblendung der Betonschleusen früher wohl weniger zum Schutze des Betons gegen das Eindringen von Wasser, als vielmehr zum Schutze gegen mechanische Einwirkungen und zur Besserung des Aussehens ausgeführt, und man hat deswegen auch bei der Auswahl der Steine in den meisten Fällen mehr auf Festigkeit und schöne Farbe als auf besondere Dichtigkeit gesehen. Das bei entleerter Schleuse wieder zurückströmende, mit dem freien Kalk des Betons gesättigte Wasser muß daher den Kalk innerhalb der Verblendsteine wie in einem Filter wieder absetzen. Dort verbindet er sich dann mit dem doppeltkohlensauren Kalk des Außenwassers oder mit der Kohlensäure der Luft zu kohlensaurem Kalk, und nimmt schließlich einen so großen Raum ein, daß er bei genügender Sättigung der Steine diese sprengt (Abb. 4).

3. Betonzerstörungen.

Im Gegensatze zu den Aussinterungen stehen die eigentlichen Betonzerstörungen, die ebenfalls durch das Eindringen des Wassers in den Beton entstehen können, aber nur, wenn das Wasser Sulfate enthält. Hierbei spaltet der Kalk des Betons aus dem Sulfatgehalt des Wassers die Schwefelsäure und bildet mit dieser und der Tonerde des Zements das Calcium-Aluminium-Sulfat (Zementbazillus). Dieses Salz nimmt bei seiner Kristallisation große Mengen Kristallwasser auf, und die damit verbundene Raumvermehrung bewirkt schließlich das Zertreiben des Betons. Solche Zerstörungserscheinungen wurden denn auch im Bereich der Märkischen Wasserstraßen bisher nur an den Schleusen der unteren Havel beobachtet (Abb. 5), deren Wasser nachweislich sulfathaltig ist.

4. Schutzmaßnahmen.

Als vorbeugende Schutzmaßnahme gegen die geschilderten Erscheinungen kommt einmal in Frage, den Beton an sich widerstandsfähiger zu machen, und zum anderen ihn durch eine geeignete Umhüllung gegen äußere Einflüsse zu schützen.

Der Erhöhung der Widerstandsfähigkeit des Betons dient zunächst die Erhöhung der Dichtigkeit. Sie wird bei der neuzeitlichen Verwendung von plastischem oder Gußbeton, zumal bei richtiger Wahl der Korngrößen der Zusatzstoffe von selbst erreicht, und besonders die äußere Gußhaut des Betons bietet dabei einen nicht zu unterschätzenden Schutz gegen das Eindringen von Wasser.

Neben der Erhöhung der Dichtigkeit ist es ferner von Vorteil, möglichst kalkarmen Zement zu verwenden oder den im Zement enthaltenen, die Schäden verursachenden Kalk, der bei dem Erhärtungsvorgang des Zementes frei wird, von vornherein so gut als möglich zu binden. Eine wirksame Bindung des Kalkgehaltes wird durch Puzzolanzusatz (Traß, Hochofenschlacke) erreicht, und zwar bei einem Zusatz von 0,5 bis 0,75 Gewichtsteilen Traß zum Portlandzement bereits ziemlich vollkommen. Dabei hat der Traß neben seiner chemischen Eigenschaft des Kalkbindens auch noch die Eigenschaft, die Dichtigkeit zu erhöhen. Von Vorteil ist es insofern auch, wenn der Beton längere Zeit an der Luft steht und sich der schädliche freie Kalk dabei langsam in unschädlichen kohlensauren Kalk verwandelt. Planmäßig wird sich dieses Verfahren jedoch schon wegen des damit verbundenen Zeitverlustes in den meisten Fällen kaum durchführen lassen.

Als umhüllende Schutzmittel, die das Eindringen von Wasser in den Beton verhindern sollen, kommen in Frage dichter Mörtelputz (Spritzputz), Anstriche mit bitumenhaltigen Lösungen, Verblendung mit Klinkermauerwerk sowie, hauptsächlich als Härtungsmittel, Anstriche mit Fluaten.

Das Aufbringen einer Putzschicht erfordert ein vorhergehendes Aufrauhen der Betonoberfläche, so daß bei Gußbeton sehr zu überlegen und gegebenenfalls zu untersuchen ist, ob nicht die Betonhaut allein schon einen genügenden Schutz bietet. Auch ist das Spritzverfahren, das man zum Aufbringen eines solchen Putzes meist wird anwenden müssen, bei großen Flächen sehr kostspielig.

Der Anstrich mit Bitumen ist verhältnismäßig einfach und billig, besonders wenn er mit der Farbpistole aufgebracht wird. Wichtig ist es, zuerst einen möglichst dünnflüssigen Grundanstrich aufzubringen, der gut in den Beton einzieht, und dann erst den eigentlichen Hauptanstrich, der dick aufgetragen eine zähe, gut deckende Schutzschicht bilden muß. Das Haftvermögen der Deckschicht wird durch den vorherigen Grundanstrich erheblich verbessert.

Bei Wahl von Klinkerverblendung ist vor allem darauf zu achten, daß das Steinmaterial möglichst dicht, also wenig wasseraufnahmefähig ist. Der Neigung solcher Steine, auf dem Mörtelbett zu schwimmen und dadurch die Mauerarbeiten zu erschweren, kann dadurch begegnet werden, daß vor dem Aufbringen des Mörtelbettes längs der vorderen Kante etwas trockener Mörtel gestreut wird, der beim Einrackeln des Steines zum größten Teil wieder herausfällt, aber den Mörtel in der Lagerfuge ständig macht und dadurch auch den Stein zum Stehen bringt. Daß auch der Fugenmörtel möglichst dicht sein muß, ist selbstverständlich, es ist daher auch hier reichlicher Traßzusatz geboten. Trotzdem wird es meist auch bei vollkommen abgebundenem Mauerwerk nicht möglich sein, zu verhindern, daß beim Hinterfüllen des Betons Betonwasser durch die noch frischen Fugen hindurchtritt und vorn an der Mauer seine Spuren hinterläßt. Man muß dann versuchen, diese in der üblichen Weise durch Abwaschen zu beseitigen. Von großer Bedeutung für die Wirksamkeit der Verblendung ist ihr inniger und dichter Zusammenhang mit dem Beton. Er kann in ausreichendem Maße nur durch eine enge Verzahnung und durch ausreichende Verankerung erreicht werden, und dabei ist die Verzahnung bei Gußbeton unbedingt stehend auszubilden.

Die Verwendung von Fluaten als Anstrichmittel bewirkt zwar eine Härtung der Betonoberfläche und damit zugleich auch einen gewissen Schutz, eine wesentliche Verstärkung der Wasserdichtigkeit ist aber von der Verwaltung der Märkischen Wasserstraßen bei vorgenommenen Versuchen nicht beobachtet worden.

Nicht unerwähnt bleiben soll an dieser Stelle die Verwendung von Erzzement, bei dem die Tonerde durch Eisenoxyd ersetzt ist. Die obenerwähnte Verbindung von Tonerde mit Schwefelsäure zu Calcium-Aluminium-Sulfat (Zementbazillus) ist daher hier nicht möglich, und es scheint insofern glaubhaft, daß beim Vorhandensein aggressiver Wässer mit Erzzementen stellenweise gute Erfolge erzielt wurden.

Auch der Behandlung der Arbeitsfugen ist besondere Aufmerksamkeit zu schenken, da der Beginn der meisten Betonzerstörungen durch angreifendes Wasser an diesen Fugen und etwaigen Rißbildungen einsetzt. Durch die neueren Betonierungsverfahren ist zwar die Anzahl der Arbeitsfugen gegenüber dem früheren Stampfverfahren erheblich herabgesetzt worden. Immerhin werden sich aber derartige Fugen nie ganz vermeiden lassen, zumal sie sich schon bei nur geringer Arbeitsunterbrechung unliebsam bemerkbar machen. Versuche der Verwaltung der Märkischen Wasserstraßen, die auf Erhöhung sowohl der Dichtigkeit wie der Haftfestigkeit der Fugen abzielten, führten zu folgendem Verfahren, durch das beides in zufriedenstellender Weise erreicht werden kann.

Die mit geeigneter Verzahnung versehene Fugenfläche wird kurz nach dem Abbinden mit dem Sandstrahlgebläse gut aufgerauht und nach dem endgültigen Erhärten mit einem Luft- oder Wasserstrahl sorgfältig gereinigt. Auf die so vorbereitete Fläche wird eine dünne Schicht Zementschlämme aufgetragen, darüber eine etwa 20 cm starke Mörtelschicht in der Zusammensetzung des Betonmörtels ausgebreitet und auf diese sofort betoniert. Risse sind aufzuhauen, gut zu verstreichen und wenn möglich mit Zementschlämme zu vergießen. Bei Wasserführung ist dem Verstrichmörtel ein Mittel beizusetzen, durch das das Abbinden beschleunigt wird. Als solches hat sich hier Tricosal gut bewährt.

Es wäre zu begrüßen, wenn diese Zeilen dazu beitragen würden, den geschilderten Erscheinungen auch an anderen Stellen eingehende Beachtung zu schenken und die dort gemachten Beobachtungen und Erfahrungen zu veröffentlichen.

Alle Rechte vorbehalten.

Beitrag zur Bestimmung des Abflußbeiwertes bei Regenfällen.

Von Stadtamtsbaurat Dr.-Ing. **Friedrich Reinhold,** Dresden.

Bezeichnet man mit i die während eines Regens von beliebiger Dauer T sich aus der Wolke auf die Flächeneinheit ergießende mittlere sekundliche Regenmenge in l/sek/ha, so gelangt infolge dieses Regens von einer Fläche von 1 ha Größe in 1 sek eine Wassermenge

$$s = \psi i$$

zum Abfluß. Hierbei kann der betrachtete Regen auch ein beliebig großer Teil eines länger dauernden Regenfalles sein. Die Zahl ψ stellt den Abflußbeiwert dar, der mithin angibt, welcher Bruchteil der auf ein bestimmtes Einzugsgebiet F fallenden Regenmenge $i F$ sekundlich zum Abfluß gelangt. Der Rest wird durch Versickerung sowie unmittelbare und mittelbar durch die Pflanzen bewirkte Verdunstung aufgezehrt. Der Einfluß dieser Umstände auf die Größe von ψ ist jedoch nicht ein für allemal durch einen festen Wert ausdrückbar. Versickerung und Verdunstung sind vielmehr von folgenden Umständen abhängig:

a) von der örtlichen Gestaltung des Gebietes (Oberflächenbefestigung, Geländeneigung, Gebietsform, geologischer Aufbau),
b) von der Jahreszeit und den Klima- und Witterungsverhältnissen (Temperatur und Feuchtigkeitsgehalt von Luft und Geländeoberfläche)
c) von der Regendauer und Regenstärke.

Die in der Literatur enthaltenen zahlreichen Angaben über die Größe von Abflußbeiwerten weichen häufig wesentlich voneinander ab. Sie stellen in der Regel lediglich Annahmen verschiedener Entwurfsbearbeiter dar. Gelegentlich finden sich wohl auch kurze Angaben über ausgeführte Messungen. Beobachtungen in größerem Umfange sind jedoch anscheinend nirgends ausgeführt worden. Dabei ist die richtige Erfassung des Abflußbeiwertes bei der Bemessung städtischer Regenwasserkanäle eigentlich das Wichtigste der ganzen Kanalberechnung. Es erschien daher erforderlich, zur Verringerung der bei der Berechnung von Regenwasserkanälen auftretenden Unsicherheiten zunächst zweckentsprechende Beobachtungen zur Bestimmung des Abflußbeiwertes einzuleiten, denen die nachstehend beschriebene Versuchsanlage dient. Im Anschluß hieran sollen die gewonnenen Ergebnisse später im großen in dem tatsächlichen Einzugsgebiet eines Regenwasserkanals nachgeprüft und ergänzt werden.

Die Versuchsanlage Neufahrwasser.

In Danzig ist auf Anregung von Herrn Reg.- und Baurat Troll durch das Städtische Kanalbauamt im Sommer 1925 auf dem Kanalpumpwerk Neufahrwasser eine Versuchsanlage zur Ermittlung des Abflußbeiwertes erbaut und in Betrieb genommen worden, die im nachstehenden kurz beschrieben werden soll (Abb. 1 u. 2).

Der Regen wird von einer Auffangfläche F aufgenommen. Sie ist 200 m² groß, schwach in einem bestimmten Gefälle geneigt und rings von einer Steinzeugrinne R umgeben und mit einer Straßenbefestigungsart, deren Abflußbeiwert man ermitteln will, versehen. Das auf die Fläche auftreffende Wasser wird durch die Rinne abgefangen und einem Meßschacht S zugeführt, über dem eine selbstschreibende Pegelvorrichtung P aufgestellt ist. Auf der anderen Seite des Schachtes ist ein Meßüberfall W angebracht. Mittels eines Schwimmers wird die jeweilige Stauhöhe des Wassers im Meßschacht bei Regen auf die Schreibvorrichtung des Pegels übertragen. Eine Tauchplatte T dient dazu, Stöße des einströmenden Wassers vom Schwimmer fernzuhalten.

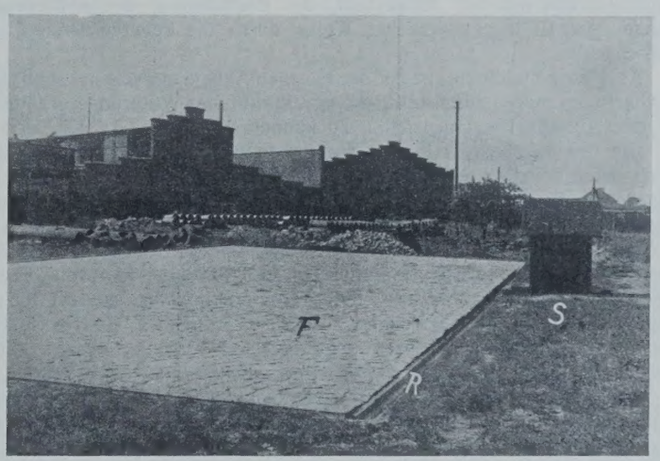


Abb. 1. Versuchsanlage zur Ermittlung des Abflußbeiwertes Danzig-Neufahrwasser. Ansicht.

Aus den aufgezeichneten Stauhöhen lassen sich nach Eichung des Überfalls die Wassermengen bestimmen. Durch Vergleich der durch den selbstschreibenden Pegel gelieferten Aufzeichnungen mit denen des auf demselben Pumpwerk Neufahrwasser aufgestellten Regenschreibers kann alsdann der Abflußbeiwert in Abhängigkeit von Regendauer und -stärke ermittelt werden. Nachdem genügende Beobachtungen bei einer Befestigungsart der Auffangfläche vorliegen, kann die Befestigungsart geändert werden, worauf die Versuche fortgesetzt werden. So kann man für die verschiedenen Oberflächenbefestigungsarten die Abflußbeiwerte in Abhängigkeit von Regendauer und Regenstärke ermitteln.

Die Versuche an der Danziger Anlage in Neufahrwasser sind vom Juli 1925 bis Ende Januar 1928 durchgeführt worden. Verwendet wurden drei verschiedene Befestigungsarten der Fläche, und zwar:

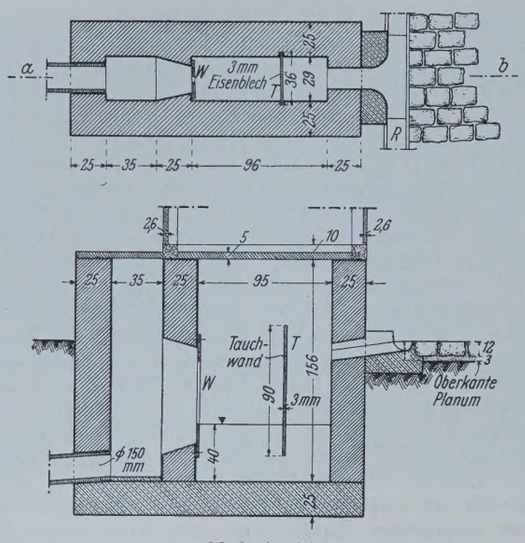
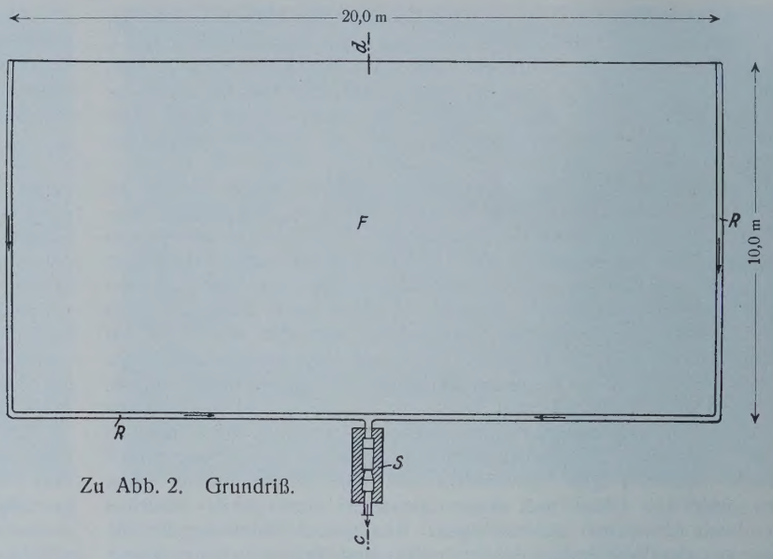
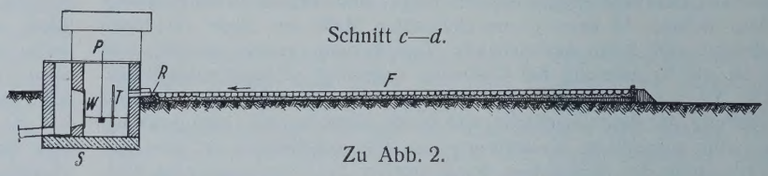


Abb. 2. Versuchsanlage Danzig-Neufahrwasser.



Zu Abb. 2. Grundriß.



Schnitt *c*—*d*.

Zu Abb. 2.

I. Juli 1925 bis 26. Juli 1926 Kopfsteinpflaster,
II. 30. Juli 1926 bis 1. September 1927 Kopfsteinpflaster mit Fugenverguß,
III. 5. September 1927 bis 31. Januar 1928 Sandoberfläche, abgeglichen und leicht gewalzt.

Bei dem verwendeten Kopfsteinpflaster entfallen auf 1 m² Pflasterfläche rd. 0,75 m² Steinoberfläche und rd. 0,25 m² Fugen. Die durchschnittliche Oberfläche eines Steines beträgt 0,0216 m². Die Fugen waren bei Flächenbefestigung I mit Sand gefüllt. Bei Befestigungsart II wurden die Fugen etwa 1 bis 3 cm tief ausgekratzt und mit Asphaltvergußmasse verfüllt. Das Gefälle der Fläche zwischen den beiden Längsseiten betrug 1 : 50.

Die Versuchsanlage mußte Anfang Februar 1928 beseitigt werden, da der Platz zur Errichtung von Wohnhäusern benötigt wurde.

Außer der Beobachtung von Regenfällen wurden auch künstliche Beregnungen der Versuchsfläche vorgenommen. Bei diesen Versuchen wurde das Wasser einem Unterflurhydranten der Wasserleitung entnommen und mittels eines Feuerwehrschlauches möglichst gleichmäßig über die Fläche versprengt. Die aufgebrachten Wassermengen wurden mittels Standrohrwassermessers festgestellt, die Bestimmung der abfließenden Menge geschah in gewöhnlicher Weise durch die Pegelvorrichtung des Meßschachtes.

Als Nebeneinrichtung ist bei der hiesigen Anlage ein selbstschreibender Verdunstungsmesser aufgestellt, um den Einfluß der Witterungsverhältnisse auf den Abflußbeiwert beurteilen zu können.

Die der Meßfläche aus den Wolken zufließende Wassermenge wird durch einen selbstschreibenden Regenmesser, System Hellmann-Fueß, aufgezeichnet. Der Apparat kann durch eine eingebaute Warmwasserheizung auch im Winter bei Frost in Betrieb bleiben. Bis zum 20. Juni 1926 ist das gewöhnliche Modell mit einem Meßtrommeldurchmesser von 133 mm verwendet worden; zwecks Erhöhung der Meßgenauigkeit wurde es jedoch gegen die größere Bauart mit einem Trommeldurchmesser von 266 mm ausgewechselt. Die Aufzeichnungen dieses Apparates sind wesentlich genauer gegenüber denen des ursprünglichen Modells, dessen Bauart bereits von Breitung[1]) einer eingehenden Kritik unterzogen wurde.

Zur Aufzeichnung der von der Auffangfläche abfließenden Wassermengen dient ein von Fueß hergestellter selbstzeichnender Pegel in Verbindung mit einem Meßüberfall. Der Pegel zeichnet Stauhöhen bis zu 40 cm im Maßstab 1 : 1 auf und arbeitet in jeder Hinsicht zufriedenstellend. Der Meßüberfall ist in Dreieckform mit zugeschärften Kanten in eine 3 mm starke Eisenblechplatte eingeschnitten. Die Abmessungen sind aus Abb. 3 ersichtlich. Für die Wahl des dreieckigen Überfalls sprach in erster Linie die auch von Staus[2]) erwähnte Tatsache, daß bei dieser Wehrform die kleinen Wassermengen verhältnismäßig genauer gemessen werden als die großen. Der von Staus angegebene Nachteil des Dreiecküberfalls, daß sich nämlich „der Strahl bei kleinem Öffnungswinkel erst bei verhältnismäßig großer Überfallhöhe von der Überfallkante löst und zum wirklichen Überfall wird", läßt sich, wie wir später sehen werden, durch Aufstellung einer besonderen Überfallgleichung für kleinere Überfallhöhen beseitigen.

[1]) Dr.-Ing. Breitung, Die Auswertung von Regenbeobachtungen, Leipzig 1911.

[2]) Dr.-Ing. Staus, Überfallversuche, Gas- und Wasserfach 1924, Heft 26.

Die Ermittlung der Überfallgleichung gestaltet sich wie folgt. Bezeichnet

q die Wassermenge in m³/sek,
b die Überfallbreite in m,
$g = 9{,}81$ m/sek²,
h die Überfallhöhe in m,
μ_1 den Überfallbeiwert,

so wird gemäß Abb. 3

$$dq = y\,\mu_1\,dx\,\sqrt{2gx}.$$

Mit

$$y = \frac{b}{h}(h - x)$$

und

$$b = 2h\,\mathrm{tg}\,\frac{\alpha}{2}$$

wird

$$dq = 2\,\mu_1\,\mathrm{tg}\,\frac{\alpha}{2}\sqrt{2g}\,(h - x)\sqrt{x}\,dx.$$

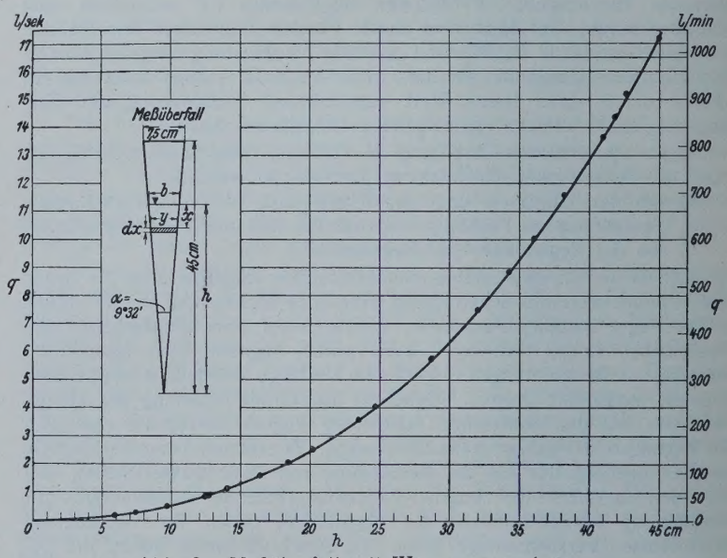


Abb. 3. Meßüberfall mit Wassermengenkurve.

Die Integration liefert:

$$q = \frac{8}{15}\,\mu_1\,\mathrm{tg}\,\frac{\alpha}{2}\sqrt{2g}\,h^{2,5}.$$

Im vorliegenden Fall ist

$$\mathrm{tg}\,\frac{\alpha}{2} = \frac{37{,}5}{450} = 0{,}0833,$$

so daß sich ergibt

(1) $$q = 0{,}1967\,\mu_1\,h^{2,5}$$

oder

(1 a) $$q = 0{,}1180\,\mu_1\,h^{2,5},$$

wo h in cm, q in l/min zu messen ist.

Zur Ermittlung des Überfallbeiwertes μ_1 mußte der Überfall geeicht werden. Die Versuchsanstalt für Wasserbau der Technischen Hochschule Danzig erklärte sich dankenswerterweise zur Vornahme der Eichung bereit. Der Überfall wurde in einem gläsernen Meßgerinne von 65 cm Breite derart angeordnet, daß die Unterkante der Dreieköffnung 20 cm über Sohle des Meßgerinnes lag. Die Überfallhöhen wurden mittels Hakenmessers, die Wassermengen durch einen Eichkasten gemessen. Es ergaben sich die in Abb. 3 durch Punkte bezeichneten Beobachtungswerte. Die Ermittlung von μ_1 wurde aus den beobachteten Wassermengen q und Überfallhöhen h nach der Formel

$$\mu_1 = \frac{q \text{ l/sek}}{0{,}001\,967\, h^{2{,}5} \text{ cm}}$$

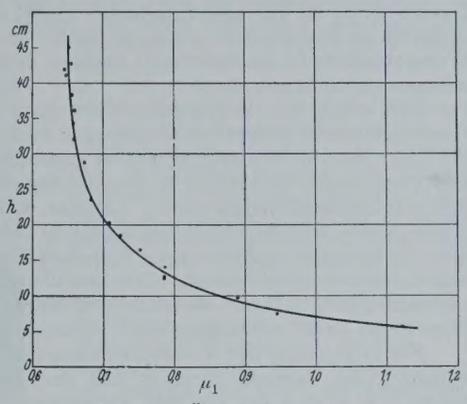


Abb. 4. Überfallbeiwert μ_1.

durchgeführt. Das Ergebnis ist aus Abb. 4 ersichtlich. Durch die so gewonnenen Punkte wurde nach Gefühl eine Kurve hindurchgelegt. Aus den Werten dieser Kurve der ausgeglichenen μ_1 ist alsdann rückwärts das ausgeglichene q ermittelt worden und hieraus die Kurve der Abb. 3 gezeichnet worden, die nunmehr die endgültige Wassermengenkurve des vorliegenden Meßüberfalls darstellt.

Die von dem selbstschreibenden Pegel aufgezeichneten Überfallhöhen lassen sich zwar hinsichtlich der übergeflossenen Wassermengen sehr genau auswerten, aber sie geben noch kein genaues Bild von den tatsächlich von der Meßfläche abgeflossenen Wassermengen. Zur Ermittlung dieser gesuchten Mengen ist vielmehr noch die Berücksichtigung der aufspeichernden Wirkung des Pegelschachtes erforderlich. Bezeichnet f die Grundfläche des — im übrigen mit senkrechten Wandungen erbauten — Pegelschachtes, q_z die sekundliche Zuflußmenge zum Schacht, q_a die durch die Pegelaufzeichnungen gegebene, bekannte, über den Meßüberfall strömende, sekundliche Abflußmenge, so besteht letztere während der Zeit dt aus dem der Senkung des Wasserspiegels f um $-dh$ entsprechenden Wasserkörper $-f\,dh$ und dem Zuflusse $q_z\,dt$. Man hat mithin zu setzen

$$q_a\,dt = -f\,dh + q_z\,dt$$

oder

$$q_z = q_a + f\frac{dh}{dt}. \tag{2}$$

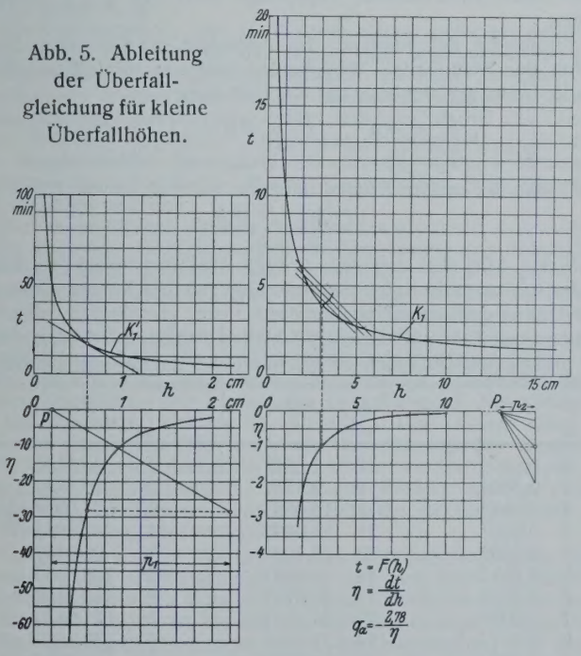


Abb. 5. Ableitung der Überfallgleichung für kleine Überfallhöhen.

Beim Übergang zu endlichen Differenzen wird

$$q_z = q_a + f\frac{\Delta h}{\Delta t} \tag{3}$$

oder

$$q_z = q_a + z.$$

Im vorliegenden Falle ist die Grundfläche des Meßschachtes 0,278 m² groß. Mißt man q_a und q_z in l/min, Δh in cm, Δt in min, so ergibt sich, wie leicht nachweisbar,

$$q_z = q_a + 2{,}78\frac{\Delta h}{\Delta t}. \tag{4}$$

Die Gleichung 2 gibt Gelegenheit, die oben erwähnte Überfallgleichung für kleine Stauhöhen abzuleiten. Setzt man nämlich $q_z = 0$, so wird

$$q_a = -f\frac{dh}{dt}.$$

Füllt man also den Meßschacht und läßt ihn, ohne daß ein weiterer Zulauf stattfindet, sich über den Meßüberfall entleeren, so ist aus der aufgezeichneten Kurve durch Differenzieren die Überfallgleichung zu ermitteln. Das Verfahren soll im folgenden durchgeführt werden.

Der Meßschacht wurde mittels einer Schlauchleitung aus einem Hydranten auf etwa 20 cm Höhe aufgefüllt. Dann wurde der Zufluß unterbunden und der Ablauf des Wassers durch den selbstschreibenden Pegel aufgezeichnet. Für die Überfallhöhe h und die Zeit t ergaben sich aus den Pegelaufzeichnungen zusammengehörige Werte, die in Abb. 5 durch die Kurve K_1 wiedergegeben werden. Die Kurve K_1' stellt einen Teil der Kurve K_1 in anderen Zeichnungsmaßstäben dar. Der Nullpunkt für die Zeit t kann willkürlich gewählt werden, wobei jedoch darauf zu achten ist, daß er hinter die für die Zulaufdrosselung erforderliche Zeitspanne fällt. Für h ist Überfallunterkante Nullpunkt der Zählung.

Zur Ableitung der Überfallgleichung für kleine Überfallhöhen ist ferner in Abb. 5 die Ermittlung der Differentialkurve zeichnerisch durchgeführt. Zugrunde gelegt ist ein von v. Sanden[3]) angegebenes graphisches Verfahren.

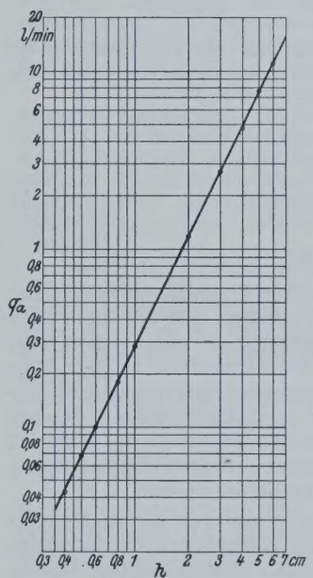


Abb. 6. Wassermengen eines Meßüberfalls bei kleinen Stauhöhen.

Man erhält mit $f = 2{,}78$ und $\eta = \frac{dt}{dh}$

$$q_a = -2{,}78\frac{dh}{dt} = -\frac{2{,}78}{\eta}.$$

Die Auftragung der Werte q_a in Abhängigkeit von h im logarithmischen Koordinatennetz (Abb. 6) zeigt, daß die Abflußmenge bei kleinen Überfallhöhen durch eine Formel von der Bauart

$$q_a = a\,h^r \tag{5}$$

ausgedrückt werden kann. Hinsichtlich des Exponenten r ergibt sich folgendes: Nach den Forschungen der Berliner Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau ist laminare Bandströmung zu erwarten, wenn der Kennwert $v \cdot R \leqq 0{,}002$ ist (v Wassergeschwindigkeit in m/sek, R Profilradius in m). Die Durchrechnung ergibt im vorliegenden Fall Laminarströmung zwischen den Stauhöhen 0 und rd. 10 cm. Demgemäß wäre für r der Wert 2 zu erwarten. Infolge von Meßungenauigkeiten und infolge der sich im Meßschacht bildenden, hin und her eilenden Schwallwellen, die in der ständigen Verminderung der Abflußmenge ihre Ursache haben, ergibt sich aus den Beobachtungen der Wert $r = 2{,}04$.[4])

Neben dem Sonderfall $q_z = 0$ der Gleichung 2 verdient noch der Fall $q_a = 0$ Erwähnung. Es wird alsdann

$$q_z = f\frac{dh}{dt}.$$

Diese Gleichung findet Anwendung, sobald infolge der Verdunstung im Meßschacht nach längeren Trockenperioden der Wasserspiegel unter Wehrunterkante gesunken ist. In diesem Fall ist $h < 0$, und bei Zufluß wird zunächst der Schacht aufgefüllt, ein Abfluß findet vorerst nicht statt. Der Abfluß setzt ein, sobald $h \geqq 0$ wird.

Auswertung der Regenhöhen- und Abflußkurve.

a) Die Regenhöhenkurve.

Die Feststellung der Dauer und der zugehörigen Stärke eines Gesamtregens sowie seiner einzelnen Teile ist das Ziel der Auswertung der von dem selbstschreibenden Regenmesser in Kurvenform gelieferten Niederschlagsbeobachtungen. Der Weg hierzu ist einfach; unter Zugrundelegung der Formel

$$i = 200\frac{h}{T} \tag{6}$$

[3]) H. v. Sanden, Praktische Analysis, Leipzig 1914, S. 102.

[4]) Herrn Prof. Dr.-Ing. Winkel verdanke ich den Hinweis auf die hier angedeuteten Fragen.

Vgl. auch: Dr.-Ing. R. Winkel, Die Grenzen der Übertragbarkeit der Versuchsergebnisse und die Modellähnlichkeit bei flußbaulichen Versuchen. (in de Thierry-Matschoss, Die Wasserbaulaboratorien Europas, VDI-Verlag 1926).

ist aus der aufgezeichneten Regendauer T eines Teilregens in Minuten und der in dieser Zeit gefallenen, ebenfalls aufgezeichneten zugehörigen Niederschlagshöhe h in mm die Stärke oder Intensität i in l/min eines beliebigen Teils des auf die 200 m² große Meßfläche niederfallenden Gesamtniederschlags zu ermitteln.

Über die Auswertung der aufgezeichneten Regenhöhenlinien, insbesondere über die Frage, wie Niederschläge von wechselnder Stärke für die weitere Bearbeitung auszuwerten seien, sind von Breitung[1]), Eigenbrodt[5]) u. a. eingehende Untersuchungen angestellt worden mit dem Ergebnis, daß es sich empfiehlt, die vorliegenden Regenbeobachtungen nach ihrer tatsächlichen Stärke und Dauer ohne jeden Zuschlag, wie er z. B. von Breitung verlangt wird, auszuwerten. Demgemäß wird auch bei den vorliegenden Ausführungen verfahren werden.

Für die Ermittlung des Abflußbeiwertes kommen ferner nur Regenfälle von solcher Stärke in Betracht, die in der Praxis bei der Bemessung von Regenwasserkanälen der Berechnung zugrunde gelegt werden. Im allgemeinen wird es daher überflüssig sein, Regenfälle, die häufiger als etwa drei- bis viermal im Jahre überschritten werden, für die Bestimmung des Abflußbeiwertes heranzuziehen. Ihre Auswertung ist daher nicht erforderlich. Um rasch entscheiden zu können, ob ein Regenfall des Regenschreiberdiagramms ober- oder unterhalb dieser Grenze liegt, empfiehlt sich folgendes Verfahren:

Es werde als untere Grenze eine jährliche Regenhäufigkeitsziffer von etwa $n = 4$ angenommen. Für Danzig hat die entsprechende Regenstärkenlinie etwa die Gleichung[6])

$$i = \frac{250}{T^{0,67}}, \tag{7}$$

wo i in l/sek · ha, T in min gerechnet wird. Für die Versuchsfläche auf dem Kanalpumpwerk Neufahrwasser ergibt sich, da 1 l/sek · ha = 1,2 l/min auf 200 m²) sind,

$$i = \frac{300}{T^{0,67}}. \tag{7a}$$

Es ist ferner nach Gleichung 6

$$h = \frac{i\,T}{200},$$

mithin

$$h = 1{,}50\,T^{0,33}. \tag{8}$$

Diese Gleichung ist nunmehr im Maßstabe des Regenschreiberdiagramms zeichnerisch auf durchsichtigem Papier darzustellen und mit ihrem Nullpunkte auf den Anfangspunkt der Regenhöhenlinie des Gesamt- oder eines Teilregens aufzulegen. Bleibt die Regenhöhenlinie in allen ihren Teilen unterhalb der durch Gleichung 8 dargestellten Kurve, so ist eine Auswertung dieses Regens nicht erforderlich; wird die Regenhöhe dagegen von der Kurve geschnitten oder auch nur berührt, so ist der Regenfall von solcher Stärke, daß er für die Kanalbemessung in Frage kommen kann; die Regenhöhenlinie muß daher ausgewertet werden.

Nach Eigenbrodt[5]) ist es zuerst Lindley gewesen, der zur weiteren zeichnerischen Auswertung die zahlenmäßig vorliegenden Beobachtungsergebnisse im logarithmischen Netz darstellte. Lindley trug die Höchstwerte der Regenstärke, die sich im Verlauf eines Regenfalls für jede Teilregendauer ergaben, als Funktion der zugehörigen Niederschlagdauer in ein logarithmisch geteiltes Netz ein, dergestalt, daß er als Abszissen den Logarithmus der Regendauer, als zugehörige Ordinate den Logarithmus der Regenstärke auftrug.

Das Lindleysche Verfahren der Auftragung der Beobachtungsergebnisse im logarithmisch geteilten Netz wird auch für die folgenden Ausführungen zugrunde gelegt werden. Es soll auch auf die Darstellung der Abflußkurven ausgedehnt werden.

Bei der Auftragung der ausgewerteten Regenbeobachtungen werden die zu einem Regenfall gehörigen Werte durch gerade Linien miteinander verbunden. Hierbei ist noch zu beachten, daß durch den zu der geringsten beobachteten Dauer eines Regens gehörigen Ordinatenpunkt der (größten) Regenstärke eine Wagerechte bis zur Ordinatenachse zu ziehen ist. Was die Wahl der Dauer der einzelnen Regenabschnitte betrifft, so genügt es, den Niederschlag nach seinen durch die Intensitätswechsel angezeigten, natürlichen größeren Abschnitten einzuteilen. Die Teilregendauern mit den zugehörigen Regenstärken im logarithmischen Netz aufgetragen und geradlinig verbunden, geben ausreichend genau den Verlauf des Gesamtregens und die Regenstärke für jeden einzelnen Teilniederschlag beliebiger Dauer wieder. Der Nachweis hierfür ist an einem praktischen Beispiel in der oben angezogenen Schrift des Verfassers gegeben, die auch weitere Ausführungen über die Auswertung der Regenhöhenlinien enthält.

[5]) Dr.-Ing. Eigenbrodt, Über die Bestimmung der in Sielnetzen abzuführenden Wassermengen. München 1921.

[6]) Reinhold, Die Bemessung von Regenwasserkanälen mit Hilfe nomographischer Verfahren, 1926, S. 14. (Auch abgedruckt im Gesundheits-Ingenieur 1926/27.)

b) Die Abflußkurve.

Ebenso wie bei der Auswertung der Regenhöhenkurve ist es auch bei der vom selbstschreibenden Pegel im Meßschacht aufgezeichneten Abflußkurve erforderlich, die Dauer und zugehörige Stärke des Gesamtabflusses von der Fläche sowie einzelner Teile des Abflusses festzustellen. Das Verfahren ist hier jedoch nicht so einfach; es erfordert vielmehr etwas Aufwand an Rechenarbeit. Dies ist durch die lineare Aufzeichnung der Wasserstandshöhen im Meßschacht bedingt, deren Umrechnung in Wassermengen stattfinden muß.

Man könnte hier in folgender Weise etwa vorgehen: Auf Grund der Überfallgleichung 1a und der Gleichung 4 wird zu der Überfallhöhenkurve des Diagramms die Wassermengenkurve graphisch konstruiert oder errechnet und diese durch Summierung in eine der Regenhöhenkurve entsprechende Abflußhöhenkurve umgewandelt. Letztere wäre alsdann in genau derselben Weise wie die Regenhöhenkurve zu behandeln und auszuwerten. Dies Verfahren ist jedoch wegen der erforderlichen erheblichen Zeichenarbeit nicht empfehlenswert. Die Ermittlung der Abflußstärke s wird vielmehr besser auf rein rechnerischem Wege formularmäßig etwa nach dem weiter unten wiedergegebenen Vordruck durchgeführt.

Zur Erläuterung des Vordruckschemas diene folgendes: Spalte 1 u. 2 enthalten die laufende Nummer und das Datum des Regenfalls. In Spalte 3 u. 4 sind die aus dem Abflußdiagramm zu entnehmenden Angaben für die Uhrzeit und die zugehörige Wasserstandhöhe h im Meßschacht einzutragen. Hinsichtlich der zu wählenden Zeitabstände wird Art und Charakter der Diagrammkurve maßgebend sein. Man wird zweckmäßig solche Punkte wählen, zwischen denen die Kurve als einigermaßen geradlinig betrachtet werden kann. Spalte 5 u. 6 enthält die Zeit- bezw. Höhenunterschiede aus Spalte 3 u. 4, während der Ausdruck der Spalte 7 durch

$$z = 2{,}78 \cdot \frac{\Delta h}{\Delta T}$$

dargestellt wird. Der Wert q der Spalte 8 gibt die während des Zeitraums ΔT über den Meßüberfall fließende mittlere Wassermenge in l/min an. Zu ihrer Ermittlung wird nachher ein einfaches Verfahren angegeben werden. Spalte 10 enthält die in der Zeit ΔT von der Meßfläche abfließende Wassermenge Q in l

$$Q = (q + z)\,\Delta T.$$

In Spalte 11 ist die Summierung der Werte Q, in Spalte 12 die der Werte ΔT vorzunehmen, während Spalte 13 den Ausdruck

$$s = \frac{\Sigma Q}{T}$$

enthält. Bei der Summierung ist folgendes zu beachten:

Entsprechend dem Verfahren bei der Auswertung der Regenhöhenlinie soll auch hier der zu jeder Regendauer T jeweils gehörige größte Wert der Abflußstärke s bezw. zunächst der jeweils größte zugehörige Wert von ΣQ bestimmt werden. Beginnend bei dem größten Werte $(q + z)$, muß daher die Bildung von ΣQ und T auf- oder abwärts, je nachdem der oben oder unten anschließende zugehörige Wert von $q + z$ größer ist, fortschreiten.

Die Ermittlung der während der Änderung der Stauhöhen von h_1 auf h_2 über den Meßüberfall abfließenden mittleren minutlichen Wassermenge q in l/min gründet sich auf die Gleichung

$$q = \frac{{}_{h_1}\int^{h_2} q_a\,d\,h}{h_2 - h_1} = \frac{{}_{0}\int^{h_2} q_a\,d\,h - {}_{0}\int^{h_1} q_a\,d\,h}{h_2 - h_1}.$$

Bezeichnet man die entsprechenden Integrale mit $F(h_1)$ bezw. $F(h_2)$, so ist

$$q = \frac{F(h_2) - F(h_1)}{h_2 - h_1}. \tag{9}$$

Die Werte $F(h)$ sind aus Abb. 3 durch Planimetrierung der Kurvenfläche oder rechnerisch durch Summierung genügend nahe beieinander liegender Ordinatenwerte zu bestimmen.

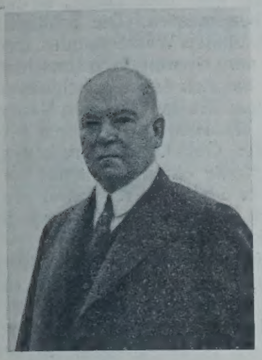
Nachstehende Zahlentafel enthält die Werte $F(h)$ für $h = 0$ bis $h = 45$ cm. Für den praktischen Gebrauch ist zeichnerische Darstellung zweckmäßig.

h cm	$F(h)$	h cm	$F(h)$	h cm	$F(h)$
0	0	16	7,5537	31	64,1137
1	0,0024	17	9,1737	32	71,2837
2	0,0145	18	11,0037	33	79,0237
3	0,0467	19	13,0837	34	87,3937
4	0,1092	20	15,4037	35	96,3737
5	0,2117	21	18,0037	36	106,0037
6	0,3677	22	20,9237	37	116,3137
7	0,5907	23	24,1637	38	127,2837
8	0,8877	24	27,7437	39	138,9637
9	1,2667	25	31,6737	40	151,3937
10	1,7487	26	35,9937	41	164,6137
11	2,3427	27	40,7137	42	178,6437
12	3,0577	28	45,8537	43	193,5337
13	3,9157	29	51,4437	44	209,3237
14	4,9437	30	57,5237	45	226,0737
15	6,1637				

(Schluß folgt.)

Vermischtes.

Dr. Dorpmüller 60 Jahre alt. Der Generaldirektor der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft Dr.-Ing. ehr. Julius Dorpmüller, geboren am 24. Juli 1869 zu Elberfeld, vollendete in diesen Tagen sein sechzigstes Lebensjahr. Er studierte von 1889 bis 1893 das Ingenieurbaufach auf der Technischen Hochschule Aachen. Im Jahre 1898 trat er als Regierungsbaumeister in den preußischen Staatsdienst und war von 1898 bis 1907 bei der Eisenbahndirektion St. Johann-Saarbrücken beschäftigt. Im Juli 1907 wurde er aus dem Staatsdienst beurlaubt zur Übernahme der Stellung als Vorsteher des technischen Bureaus der Betriebsdirektion der Schantung-Eisenbahn-Gesellschaft in Tsingtau. 1908 trat er in den Dienst der Kaiserlich Chinesischen Staatsbahn Tientsin—Pukow über, um als Chefingenieur den Bau des Nordabschnittes dieser Bahn zu leiten. Als China 1917 am Weltkriege teilnahm, wurde er aus dem chinesischen Staatsdienst entlassen; der Internierung entzog er sich durch Flucht und gelangte 1918 durch die Mandschurei, Sibirien und Rußland nach Deutschland zurück.



Am 1. April 1919 wurde Dorpmüller Streckendezernent bei der Reichsbahndirektion Stettin und bald darauf Oberbaurat bei der Reichsbahndirektion Essen. 1922 wurde er zum Präsidenten der Reichsbahndirektion Oppeln, 1924 zum Präsidenten der Reichsbahndirektion Essen ernannt. Am 1. Juli 1925 wurde er auf den Posten des ständigen Stellvertreters des Generaldirektors der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft berufen und im Jahre 1926, nach Oesers Tod, zum Generaldirektor der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft gewählt.

Im Dezember 1925 verlieh ihm die Technische Hochschule Aachen die Würde eines Doktor-Ingenieur ehrenhalber[1]). Erst vor kurzem haben wir seine Wiederwahl zum Generaldirektor begrüßen können, die die öffentliche Anerkennung seiner Leistungen durch die im Verwaltungsrate vertretene deutsche Wirtschaft und durch die von der Reichsregierung verkörperten politischen Faktoren bedeutet. Dorpmüllers Tätigkeit an der Spitze der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft hat den auf ihn gesetzten Erwartungen in jeder Hinsicht entsprochen; allen Schwierigkeiten zum Trotze ist es ihm gelungen, die Reichsbahn als ein deutsches Unternehmen zu erhalten, das den Verkehrsbedürfnissen der deutschen Wirtschaft in weitgehendem Maße gerecht wird.

Mögen Dr. Dorpmüller noch viele Jahre segensreichen Schaffens beschieden sein, das ist unser aufrichtiger Wunsch zu seinem sechzigsten Geburtstage.

Aus dem Geschäftsbericht der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft 1928[2]) entnehmen wir zunächst, daß am 1. Oktober 1928, zugleich mit der neuen Verkehrsordnung und einigen internationalen Verkehrs-Übereinkommen die neue Eisenbahn-Bau- und Betriebsordnung in Kraft getreten ist.

Die Bautätigkeit, die 1927 etwas stärker gefördert werden konnte, mußte infolge der während des Jahres 1928 sehr gespannten Finanzlage auf das äußerste eingeschränkt werden. 14 neue Strecken, durchweg Nebenbahnen, wurden dem Betriebe übergeben. Aus verfügbaren Mitteln, die hauptsächlich aus Darlehen Dritter stammen, wurde der Bau folgender neuen Strecken betrieben: Güterverbindungsbahn bei Stettin, Stichbahn Jungfernheide—Siemenstadt—Gartenfeld, Witten—Barmen, Liblar—Rommerskirchen—Holzheim, Borna—Großbothen, Bad Peterstal—Griesbach u. einige andere.

Der mehrgleisige Ausbau bestehender Strecken hat weitere Fortschritte gemacht. Der Umbau und die Erweiterung von Bahnhöfen wurde nach Möglichkeit gefördert. Die Bahnanlagen bei Königsberg (Pr.) und die baulichen Anlagen des Grenz- und Zollbahnhofs Neu-Bentschen wurden planmäßig fortgeführt, der Güterbahnhof Königsberg-Nord wurde dem Verkehr übergeben. Der Ausbau der Bahnhöfe Firchau, Glogau, Guben und die Erweiterung des Verschiebebahnhofs Frankfurt (Oder) sowie die Bauten zur Erhöhung der Leistungsfähigkeit der Strecke Glogau—Reppen wurden fortgeführt. Der Ausbau des Grenzbahnhofs Neumittelwalde und des Hafenbahnhofs Maltsch ist vollendet. Der Umbau einer größeren Zahl von Bahnhöfen (18) sowie die Erweiterung des Rangierbahnhofs Stettin und des Güterbahnhofs Delmenhorst wurden fortgesetzt. Die Erweiterungsbauten in Bautzen, Flöha und Rostock wurden vorläufig abgeschlossen. Auf Bahnhof Wannsee wurde der Richtungsbetrieb für Stadt- und Wannseebahngleise eingerichtet.

Fortgesetzt wurden der Umbau des Güterbahnhofs Halle (Saale), die Erweiterung des Güterbahnhofs Erfurt und des Bahnhofs Saalfeld sowie die Arbeiten am neuen Verschiebebahnhof Braunschweig; die Erweiterung des Bahnhofs Rheine ist bis auf die Ortsgüteranlagen fertiggestellt.

Neu in Angriff genommen wurde die Umgestaltung der Bahnanlagen in Oberhausen. Weiter gefördert wurden die Erweiterung der Bahnanlagen bei Duisburg Hbf., Duisburg-Hochfeld Süd, Gelsenkirchen-Bismarck, Mülheim-Heißen, die Erweiterung der Bahnhöfe Altenhundem, Kreuztal, Weidenau, Brügge, des Personenbahnhofs Mörs und der Kölner Außenbahnhöfe Gremberg, Ehrenfeld und Köln-Nippes. Die Erweiterung des Bahnhofs Elberfeld-Steinbeck ist beendet, ebenso die Umgestaltung der Bahnhöfe Bedburg und Aachen Süd, die Erweiterung von Aachen West ist vorläufig abgeschlossen, der Umbau von Neu-Isenburg wird demnächst abgeschlossen werden. Zu erwähnen sind noch die Erweiterung des Bahnhofs Rüsselsheim — soweit die Botschafterkonferenz sie genehmigt hat —, der Umbau der Bahnhöfe Waldshut, Villingen, die Verbesserungen im alten Personenbahnhof Heidelberg und der erste Bauabschnitt beim Umbau des Bahnhofs Babenhausen (Hessen).

Der Umbau des Bahnhofs Freiburg wurde planmäßig fortgeführt. Die Erweiterung des Grenzbahnhofs Wintersdorf ist bis auf Restarbeiten beendet.

Weitergeführt wurden die Bauarbeiten des Hauptbahnhofs Stuttgart und des viergleisigen Ausbaues Ludwigsburg—Eßlingen, die Bauausführungen in München Hbf., München Ostbahnhof, Memmingen, Kaiserslautern, Murnau, Kufstein, beendet die Arbeiten auf den Bahnhöfen von Kitzingen.

Die Empfangsgebäude in Wannsee, Charlottenburg (Kreuzungsbahnhof Ausstellung), Meißen, Rheine (Westf.) sowie der Erweiterungsbau des Reichsbahn-Zentralamts wurden in Betrieb genommen, im Bau sind die Empfangsgebäude Königsberg (Pr.) und Beuthen, die Erweiterung des Empfangsgebäudes Mannheim und des Geschäftsgebäudes der Reichsbahndirektion Berlin.

Über die Bahnunterhaltung wird berichtet, daß die baulichen Anlagen wegen der Knappheit der Mittel nur insoweit unterhalten werden konnten, als die Aufrechterhaltung der Betriebsicherheit es erforderte. Von den 723 Bogen der Berliner Stadtbahn waren am Schlusse des Berichtsjahres 363 Bogen verstärkt. Die Arbeiten zur Beseitigung der Rutschgefahr beim Rosengartener Einschnitt an der Strecke Berlin—Frankfurt (Oder) sind beendet.

Der Oberbau wurde 1928 nur auf 3195 km, d. s. 4 % aller durchgehenden Hauptgleise, vollständig erneuert, dabei wurden verwendet: auf 2481 km Reichsbahnoberbau K mit Schienen S 49 auf Holzschwellen, auf 584 km desgl. auf Eisenschwellen, auf 105 km Eisenbahnoberbau B und auf 25 km Reichsbahnoberbau O, beide mit Schienen S 49 auf Eisenschwellen; die Rückstände betrugen Ende 1928 rd. 7600 km. 13 000 Weichen, auf einfache Weichen berechnet, wurden vollständig erneuert.

Damit die Fahrzeuge auch bei hohen Geschwindigkeiten ruhig laufen und die beim Eisenschwellenbau besonders stark auftretenden Geräusche tunlichst vermieden werden, sind auf den wichtigsten Schnellzuglinien nur Schienen von 30 m Länge verwendet worden; die 15 m langen Schienen wurden auf 30 m, versuchsweise auch auf größere Längen zusammengeschweißt.

Über den Brücken- und Ingenieurhochbau hat bereits Dr.-Ing. ehr. Schaper in der „Bautechnik" 1929, Heft 1, 3 u. 5, eingehend berichtet; es darf hierauf verwiesen werden. Im Jahre 1928 sind mehr als 80 bedeutendere Brücken- und Ingenieurhochbauten fertiggestellt worden.

Die Signal- und Sicherungsanlagen wurden an vielen Stellen verbessert und ergänzt. Eine größere Zahl abgenutzter Stellwerke wurde völlig erneuert. Die Zentralisierung der Weichen- und Signalbedienung wurde da, wo sie noch nicht besteht, fortgesetzt oder in die Wege geleitet. Auf Bahnhöfen, wo es für den Fahrdienstleiter schwierig ist, das Freisein der Hauptgleise durch den Augenschein festzustellen, sind zur Erhöhung der Betriebsicherheit selbsttätig wirkende Gleisfreimeldeeinrichtungen hergestellt worden. Auf der Berliner Stadtbahn ist im Anschluß an die Elektrisierung ein neues, selbsttätig wirkendes Signalsystem eingeführt worden, wobei neuartige Lichttagessignale mit Doppellicht verwendet werden. Dort sowie auf der Hamburger Stadtbahn sind ferner die Hauptsignale mit sogenannten Fahrsperren zur Verhütung des Überfahrens der Haltsignale ausgerüstet worden. Die Versuche, solche Zugbeeinflussungsvorrichtungen auch für den Fernbahnbetrieb zu entwickeln, haben weitere Fortschritte gehabt. Neuerdings werden Versuche mit einer Zugbeeinflussung durch Lichtstrahlen angestellt.

Zur Steigerung der Leistungsfähigkeit großer Güterbahnhöfe wurden weitere automatische Stellwerke an den Ablaufbergen eingerichtet (Bahnhöfe Dittersbach, Duisburg-Hochfeld Süd und Bremen). Ls.

Brücke für die Straßenbahn Omegna—Intra bei Intra am Lago Maggiore. In der „Rivista delle Ferrovie Italiane" gibt Prof. Santarella einige Mitteilungen über diese mit hochwertigem Zement ausgeführte Eisenbetonbrücke, die im Zuge der elektrischen Straßenbahn Omegna—Intra liegt und in der Nähe von Intra parallel einer Straßenbrücke über den San Bernardino führt. Die Tragkonstruktion besteht aus zwei Bogen mit Zugbändern und angehängter Fahrbahn. Da die Schienenhöhe festlag und man das Gefälle nicht vergrößern konnte, mußte man davon absehen, die bestehende Brücke zu benutzen. Mit Rücksicht auf die Eigenart des Flusses wurde eine Brücke mit einer einzigen Öffnung und mit untenliegender Fahrbahn verlangt.

Die beiden Bogenrippen haben eine Spannweite von 74 m, gemessen von Mitte zu Mitte Auflager, bei einer Pfeilhöhe von 15,60 m. Die Bogen tragen die Fahrbahn mittels Hängesäulen von 30/50 cm Querschnitt in Abständen von 4 m. Die Hängesäulen tragen die Zugbänder, die ihrerseits wieder jeweils in der Achse der Säule die Querträger aufnehmen; deren lichte Weite beträgt 5 m. Die Konstruktion der Fahrbahn wird durch zwei jeweils unter den Schienen liegende Längsträger und die Deckenplatte

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1926, Heft 1, S. 16.

[2]) Über den Geschäftsbericht 1927 vergl. „Die Bautechnik" 1928, Heft 50, S. 737.

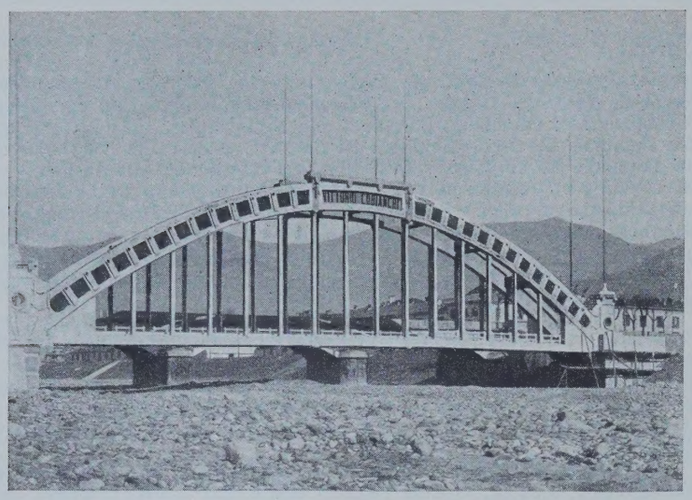
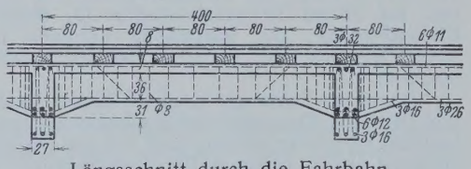


Abb. 1. Brücke für die Straßenbahn Omegna—Intra.

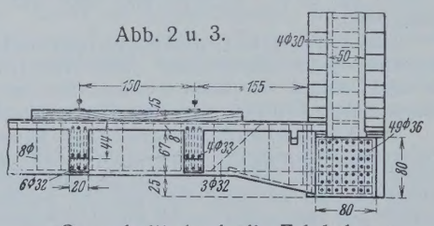
vervollständigt. Die Fahrbahn hat eine nutzbare Breite von 5 m, gemessen von Innenkante zu Innenkante der Hängesäule, und ist für eine normalspurige Bahn vorgesehen. Der Bogen hat I-Querschnitt von 2,7 m Höhe. Die Stegbreite beträgt 26 cm, die Breite der Flansche 90 cm bei 40 cm Stärke. Das Zugband des Bogens besteht aus 49 Rundeisen von 36 mm Durchm., die in einem Betonquerschnitt von 80 × 80 cm untergebracht sind. Die Bogen werden durch einen aus sechs Gitterträgern bestehenden Windverband versteift. Die Konstruktion ruht auf je zwei Stahllagern, von denen je eines fest, eines als Rollenlager ausgebildet ist. Da die Straßenbahnlinie auch von Wagen der Staatsbahn befahren wird, wurde die Brücke für einen Zug von zwei dreiachsigen Lokomotiven zu 45 t und vier zweiachsigen zu 35,2 t berechnet. Abb. 1 zeigt eine Ansicht der Brücke. Abb. 2 u. 3 stellen Schnitte durch die Fahrbahn dar.

Die Berechnung wurde durchgeführt unter der Annahme, daß die Auflager die Dehnung des Zugbandes mitmachen können. Indessen kam wegen der großen Steifigkeit der mit den Zugbändern verbundenen Fahrbahntafel bei der Belastungsprobe das elastische Verhalten demjenigen eines Bogens mit unverschieblichen Gelenken näher, weil die Dehnung der Brücke in der Längsrichtung sich als sehr klein erwies.



Längsschnitt durch die Fahrbahn.

Abb. 2 u. 3.



Querschnitt durch die Fahrbahn.

Die Betonmischung wurde mit 300 kg hochwertigem Zement auf 1 m³ Beton aus dem Werk Italcementi in Bergamo hergestellt. Die zulässige Druckspannung betrug 70 kg/cm².

Bei der Abnahme am 20. November 1928 wurde mit verschiedenen Geschwindigkeiten ein Zug der Staatsbahn, bestehend aus zwei Lokomotiven und vier Wagen, über die Brücke gefahren. Die Senkungsdiagramme waren sehr regelmäßig und stimmten gut mit den Einflußlinien der Scheitelsenkung überein, die Senkungen waren sehr klein, und zwar geringer als die voraus berechneten.

Die Brücke zeigt bei Belastung sofort die größte Einsenkung, die während der ganzen Dauer der Belastung sich nicht ändert und sofort verschwindet, wenn der Zug die Brücke verläßt. Die größte Einsenkung unter der gesamten Last betrug für den Bogen etwa 1,5 mm und für die Fahrbahn etwa 2 mm, was der Einsenkung des Bogens, vermehrt um die Dehnung der Hängesäulen, entspricht. Für das Zugband wurde eine Dehnung von etwa 2 mm festgestellt. Die Bewegungen der Fahrbahn in Querrichtung, infolge der Erschütterungen durch den Zug bei der schnellsten Bewegung, betrugen weniger als $^1/_{10}$ mm. Alle, auch die kleinsten Formänderungen stellten sich gleichzeitig mit der Last ein und verschwanden auch wieder mit der Last; so daß die Brücke als vollkommen elastisch, gleichzeitig aber als sehr wenig dehnbar bezeichnet werden kann. Vor allem ist die große Steifigkeit der Brücke in Querrichtung zu beachten. Der Apparat, der die Schwankungen vergrößert wiedergibt, zeigte beim Durchfahren des Zuges mit verminderter Geschwindigkeit keine Deformation. Nur bei der größten Geschwindigkeit zeigte er sehr regelmäßige Schwingungen, die kleiner als $^1/_{10}$ mm waren und beim Wegfahren des Zuges verschwanden.

Die Ergebnisse der Probebelastung und vor allem die Tatsache, daß die gemessenen Durchbiegungen kleiner als die berechneten waren, zeigen, daß der verwendete Beton einen höheren Elastizitätsmodul hat, als er der Berechnung zugrunde gelegt wurde. Es sind namentlich die elastischen Eigenschaften des verwendeten Granitzementes, die der Brücke trotz ihres leichten Aussehens eine bemerkenswerte Steifigkeit und eine vollkommene Elastizität beim Durchfahren der Last verleihen. G. Escher.

Ein Straßenbau in Kolumbien. Die Stadt Medellin in Kolumbien liegt auf einer Hochebene 1500 m über dem Meeresspiegel; sie hat 100 000 Einwohner und ist der Mittelpunkt eines Gebietes mit zwei Mill. Bewohnern, die meist Kaffee bauen. Alles Frachtgut für diese Gegend wird über Puerto Columbia am Karibischen Meer eingeführt, von dort 27 km weit mit der Eisenbahn bis Barranquilla am Magdalenenstrom gebracht, wo es zu Schiff umgeschlagen und 810 km stromauf bis Puerto Berrio befördert wird; von dort sind noch 196 km bis Medellin, die mit einer Eisenbahn zurückgelegt werden. Diese hat aber eine Lücke, so daß die Güter noch einmal auf die Straße übergehen müssen. Die Schiffahrt auf dem Magdalenenstrom hat wegen des wechselnden Wasserstandes ihre Schwierigkeiten, und das Frachtgut leidet unter dem wiederholten Umschlag von einem Verkehrsmittel zum anderen. Man hat sich daher entschlossen, eine Straße von Medellin an die Küste zu bauen, die im Golf von Darien schon in 410 km Entfernung — gegen mehr als 1000 km auf dem bisherigen Wege — zu erreichen ist. Wegen der Geländeschwierigkeiten, die dabei zu überwinden sind, wurde eine Straße einer Eisenbahn vorgezogen. Man erwartet, nach Eng. News-Rec. vom 27. 12. 1928, daß man auf ihr den Weg in 12 Stunden mit Personenwagen und in 25 Stunden mit Lastwagen wird zurücklegen können.

Die neue Straße überschreitet zwei Rücken der Kordilleren auf 2549 m und 2154 m Seehöhe; dazwischen liegt ein Tal, in dem die Straße bis auf 515 m heruntersteigt. Nach einem Steilabfall hinter dem zweiten Gipfel sind auf den letzten 150 km nur noch etwa 140 m Höhenunterschied zu überwinden. Das Klima wechselt stark auf der Straßenstrecke. In der höheren Gegend fällt das Thermometer bis auf 8 °, an der Küste findet sich der tropische Urwald. Ebenso verschieden ist die Bodenbeschaffenheit. Die Gegend ist meist besiedelt. Der Boden ist zum Teil Weideland, zum Teil wird Kaffee gebaut, auch Zucker. In der Nähe der Küste hört die Bebauung durch Weiße auf; hier leben halbwilde Eingeborene. Die steilen Berghänge bestehen zum großen Teil aus Fels, der durch Erdbeben zerklüftet ist; auch Ton und Schiefer kommt vor, dessen Standfestigkeit eine Böschung unter 60 ° zuläßt, ferner auch Kalkstein und nach der Küste zu Flußkies, auf dem eine 30 bis 90 cm starke fruchtbare Decke liegt.

Die Straße wird 7 m breit, es ist aber ein 20 m breiter Streifen Land für sie ausgewiesen. Von den 7 m werden die mittleren 5 m in 20 cm Stärke beschottert; wenn die Küste erreicht ist, soll diese wassergebundene Decke noch mit einer 5 cm starken Schotterschicht in Bitumen überzogen werden. Für die Oberfläche ist eine Parabel als obere Begrenzung gewählt; die Querneigung geht bis 1 : 25. Erdböschungen werden in 1 : 1 und 1 : 1,5 angelegt, Felsböschungen in 4 : 1 bis zur Senkrechten je nach der Beschaffenheit der anstehenden Massen. Als Höchststeigung ist 1 : 20 festgesetzt; eine steilere Neigung wagte man nicht vorzusehen, weil die Kraftwagen-Motoren in der großen Höhe stark in ihrer Leistung nachlassen. In Einschnitten soll die Straße mindestens ein Längsgefälle von 1 : 200 haben. Der Mindesthalbmesser der Krümmungen ist im allgemeinen 115 m; er muß aber im Gebirge bis auf 39 m heruntergesetzt werden. Die Straße soll stets auf mindestens 60 m Entfernung überblickt werden können. Zwischen Gegenkrümmungen soll eine mindestens 15 m lange Gerade eingelegt werden. In den Krümmungsstrecken ist die Straße nach innen verbreitert; bis 250 m Halbmesser wird die Fahrbahn nach außen überhöht. Brücken werden mit 6 m Breite und 4 m Lichthöhe angelegt; sie werden für zwei auf ihnen kreuzende Lastwagen von 15 t Gewicht berechnet. Wegen der Schwierigkeiten bei Heranschaffung der Baustoffe wird so viel wie möglich von Trockenmauerwerk Gebrauch gemacht.

Die Bauarbeiten wurden durch einen Unternehmer im Februar 1927 auf dem ersten Gipfel der Straße, 20 km von Medellin entfernt, begonnen, nachdem die erste Teilstrecke bis dahin vorher von der Regierung gebaut worden war. Zur Anförderung der Baustoffe und Geräte dienen Maultiere, die 200 Pfund zu tragen vermögen. Lastwagen werden in ihre einzelnen Teile zerlegt auf dem Rücken von Maultieren herangebracht. Da Baumaschinen nur mit den allergrößten Schwierigkeiten heranzuschaffen gewesen wären, wurde mit Menschenkraft und mit den altbewährten Hilfsmitteln, Hacke und Schaufel und Schubkarren, gearbeitet. Zeitweilig wurden 6000 Arbeiter beschäftigt. Sobald die Erdarbeiten so weit gediehen waren, daß Wagen auf der Bausohle verkehren konnten, wurden Lastwagen und Schlepper herangezogen, die Betonmischer, Drucklufterzeuger, Steinbrecher, Walzen usw. anförderten; auch leichte Feldbahngleise wurden verwendet. In den ersten 16 Monaten wurden über 2 000 000 m³ erdige Massen und fast 1 000 000 m³ Fels gewonnen, dazu mehr als 32 000 m³ Mauerwerk für Stützmauern hergestellt. Die Arbeiten umfaßten ferner noch die Herstellung von 70 km für Schlepper befahrbare Straße, gegen 100 km Saumpfad für die Maultiere, all dies durch wilden Wald. Dazu wurden noch fast 9000 m³ Mauerwerk der Brücken und gegen 100 km Entwässerungsgräben außer den neben der Straße hinlaufenden hergestellt. Eine Anzahl Durchlässe aus Wellblech durchdringen, zum Teil in Gruppen, den Straßenkörper. Zum Teil von Hand, zum Teil mit Maschinen wurde auf 23 km Länge die Schotterdecke aufgebracht. Man kann also mit überwiegender Handarbeit eine ganze Menge leisten, wenn nur die nötige Anzahl von arbeitenden Händen zur Verfügung steht. Freilich dürfen dann die Löhne nicht hoch sein, was jedenfalls für jene Gegend zutrifft. Arbeiter waren in genügender Zahl in der Nähe des Straßenbaues zu haben. Wkk.

INHALT: Die Eisenbahn- und Straßenbrücke über den Rio Dulce in Argentinien. — Beobachtungen und Erfahrungen über Aussinterungen und Zerstörungen an Betonschleusen der Märkischen Wasserstraßen. — Beitrag zur Bestimmung des Abflußbeiwertes bei Regenfällen. — **Vermischtes:** Dr. Dorpmüller 60 Jahre alt. — Aus dem Geschäftsbericht der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft 1928. — Brücke für die Straßenbahn Omegna—Intra bei Intra am Lago Maggiore. — Straßenbau in Kolumbien.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

7. Jahrgang — BERLIN, 9. August 1929 — Heft 34

Die Unterführung der Reichsbahn Magdeburg—Stendal unter dem Mittellandkanal.

Alle Rechte vorbehalten.

Von den Regierungsbauräten Dr.-Ing. **Schinkel,** Magdeburg, und **Prött,** Elbeu.

(Fortsetzung aus Heft 32.)

Abdichtung des Bauwerks. Insbesondere auf Verlangen der Reichsbahn wurde für die Abdichtung des Bauwerks in seinem mittleren, 55 m langen Teil über dem Grundwasser eine Bleidichtung aus 1,5 mm starkem Walzblei zwischen Asphaltfilzpappen vorgesehen. Die Bleieinlage wurde so stark gewählt, daß gerade noch ein Verlöten an den Stoßstellen möglich ist. Beiderseits dieser mittleren Zone sollen bis an die Stirnmauern zwei Asphaltfilzpapplagen mit drei Goudronanstrichen bis NN + 42,5 m hinab auf den Rückenflächen des Bauwerks hergestellt werden. Zum Schutze der Asphaltpappen wird auf den Widerlagern eine Klinkerrollschicht, auf dem Gewölbe eine Klinkerflachschicht aufgebracht.

Unterhalb der Höhe NN + 42,5 m sind die Innen- und Außenwände der Widerlager und Flügel zum Schutze gegen das betonschädliche Grundwasser, vor allem auch wegen der Unsicherheit über den zeitlichen Gehalt an gebundener Schwefelsäure mit zwei Lagen Asphaltfilzpappe und drei Goudronanstrichen versehen. Zum Schutze gegen äußere Beschädigungen und zugleich zur weiteren Abweisung des betonschädlichen Grundwassers erhält diese Asphaltpappdichtung unterhalb NN + 42,5 m eine $^1/_2$ Stein starke Vormauerung aus säurefesten Klinkern in Tonerdezementmörtel.

Als Sohlendichtung wurde zunächst von der Reichsbahn ebenfalls eine doppelte Asphaltpapplage mit Klinkerschutz gewünscht. Mit Rücksicht auf die Möglichkeit des Gleitens der Widerlager auf den Papplagen wurde jedoch davon abgesehen und als Schutz der Sohlenflächen der Widerlager und Flügelmauern eine doppelte Klinkerflachschicht aus säurefesten Klinkern in Tonerdezementmörtel 1 : 3 mit einer darüber gelegten 7 cm starken Tonerdezementbetonschicht 1 : 3 mit Streckmetalleinlage vorgesehen. Diese Sohlendichtung wurde mit der Dichtung der Seitenwände derartig verbunden, daß die Asphaltpapplagen der Seitenwände in abgestufte Falzen der seitlich hochgezogenen Sohlendichtung einbinden (Abb. 9). Der Falz wurde mit einer Masse aus Bitumen und Asbest vergossen.

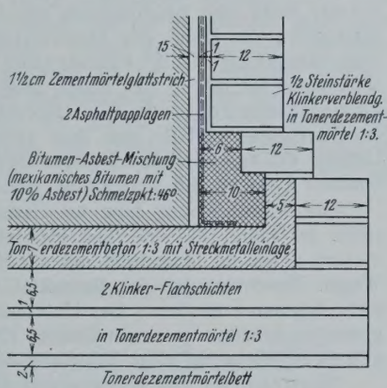


Abb. 9. Sohlendichtung der Widerlager und Flügel.

Ausbildung und Dichtung der Fugen. Die Herstellung der sechs Fugen zwischen den einzelnen Bauwerkblöcken geschieht durch Ankleben von zwei Lagen unbesandeter Dachpappe. Die Dichtung der vier Fugen in dem mittleren Teil (Walzbleiisolierung) geschieht auf dem Rücken des Gewölbes und der Widerlager durch Bitumen mit Teerstrickeinlagen in dem durch die abgerundeten Ecken der einzelnen Baublöcke gebildeten Falz. Darüber wird ein 1 m breiter Streifen Asphaltpappe geklebt, mit dem die anschließenden unteren Asphaltpappen mit Überdeckung verklebt werden. Darüber wird eine 1 m breite, 3 mm starke Bleibohle gelegt, die mit den anschließenden 1,5 mm starken Bleilagen mit Überdeckung verlötet wird. Darüber liegt wiederum eine Asphaltpapplage, die mit den anschließenden Papplagen mit Überdeckung verklebt wird (Abb. 10). Im ganzen sind vier Goudronanstriche vorgesehen.

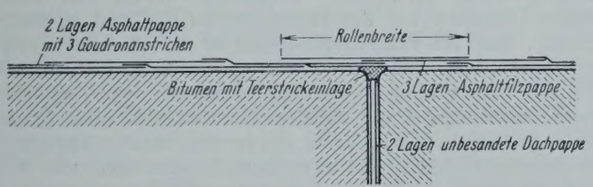


Abb. 10. Dichtung der Fugen im mittleren Teile des Bauwerks.

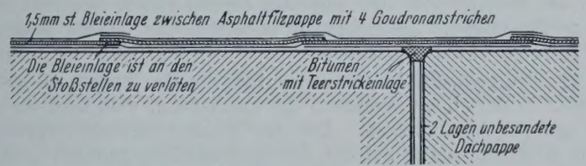


Abb. 11. Dichtung der Fugen an den Endstücken des Bauwerks.

Die Dichtung der beiden äußersten Baublock-Fugen (Asphaltpappisolierung) soll entsprechend durch drei Lagen Asphaltfilzpappe mit vier Goudronanstrichen und Bitumen mit Teerstrickeinlagen hergestellt werden (Abb. 11).

Die Dichtung der Fugen zwischen den Flügelmauern und den Widerlagern geschieht durch eine 3 mm starke, 20 cm breite verlötete Walzbleibohle, die bis zur Gesamtstärke von 30 mm beiderseits mit Bitumen belegt ist.

Tonummantelung. Die wirksamste Sicherung gegen Feuchtigkeit aus dem Damm ist die möglichste Dichtigkeit des Kanalbettes. Bei der geringen Bauhöhe ist es nicht möglich, die Tondichtung des Kanaltrogs vollständig unabhängig über das Bauwerk hinwegzuführen. Wie oben erwähnt, muß vielmehr die normale Tondichtung auf einem schmalen Streifen in Kanalmitte bis auf 0,40 m eingeschränkt werden. Die Tonschale des Kanaltrogs vereinigt sich über dem Bauwerk mit der Tonummantelung, in die das Gewölbe und die Widerlager bis mindestens 1 m unter Kämpferhöhe eingepackt werden. Um eine möglichst einwandfreie Dichtung zu erhalten, wird die Tonschale beiderseits der Bauwerkachse auf 16 m in doppelter Stärke, also 1,2 m stark ausgeführt. Diese Maßnahmen lassen erhoffen, daß auch bei etwaigen Setzungsrissen Ton mit Ton in Verbindung bleibt (Abb. 6).

Außerhalb der Tonschale des Kanaltrogs werden das Bauwerk und die Widerlager mit einer 0,6 m starken Tonschicht umhüllt unter Verstärkung der beiderseitigen Zwickel (Abb. 2). Statt der 1 m starken Kiessandschüttung als Schutz für die Tondichtung des normalen Kanalquerschnitts wird über dem Bauwerk wegen der verminderten zur Verfügung stehenden Bauhöhe ein Sohlenpflaster ausgeführt.

Entlüftungsschacht. Zur schnelleren Abführung der in der Unterführung sich ansammelnden Rauchgase sind auf Wunsch der Reichsbahn zwei aus Klinkern gemauerte Entlüftungsschächte außerhalb der Tondichtung bis über Leinpfadhöhe hochgeführt, die an der Außenseite mit Asphaltpappe gegen durchsickernde Feuchtigkeit geschützt werden (Abb. 2).

Hinterfüllung. Bei der Hinterfüllung, die gleichmäßig von beiden Seiten her vorzunehmen ist, soll besonderer Wert darauf gelegt werden, daß hinter dem Bauwerk, besonders in Höhe der Dränrohre, grober Kies eingebracht wird, damit etwa von oben eindringendes Wasser sicher abgeleitet wird. Die ersten Hinterfüllungsarbeiten müssen daher unabhängig von dem eigentlichen Kanaldammbau ausgeführt werden, wenn es nicht gelingt, bei dem für den Dammbau vorgesehenen Spülverfahren die groben Teile unmittelbar hinter das Bauwerk zu spülen.

Statische Berechnung. Über die Durchführung der statischen Berechnung nach der Stützlinientheorie ist Bemerkenswertes nicht zu sagen. Für Beton und Eisenbeton sind die Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Beton und Eisenbeton von 1925 zugrunde gelegt. Für Klinkermauerwerk ist eine Druckbeanspruchung von 35 kg/cm² zugelassen. Für den festgelagerten kiesigen Sand wurde eine größte Pressung von 4 kg/cm² in Geländehöhe als zulässig erachtet und in größter Tiefe die zulässige Pressung um das Gewicht der überlagernden Bodenschichten erhöht nach der Formel $\sigma_t = \sigma_o + \gamma\, t$. Das Gewölbe ist nach der Stützlinie für volle Belastung unter dem Leinpfad geformt. Folgende Fälle wurden untersucht:

I. Hinterfüllung trocken ($\gamma = 1{,}6$, $\varrho = 37°$, $\delta = 20°$),
   a) Stützlinie durch Querschnittmitte im Scheitel und Kämpfer,
   b) Maximalstützlinie (bei kleinem Erddruck),
II. Hinterfüllung naß ($\gamma = 1{,}8$, $\varrho = 25°$, $\delta = 10°$),
   a) Stützlinie durch Querschnittmitte im Scheitel und Kämpfer,
   b) Minimalstützlinie (bei großem Erddruck),
   c) wie a) jedoch $\delta = 0°$.

Die Stützlinien des Gewölbes nach Fall I. a) und II. a) bleiben im Kern, ebenso die Minimalstützlinie nach Fall II. b). Nur die Maximalstützlinie nach Fall I. b) fällt in den beiden ersten Fugen am Scheitel aus dem Kern heraus. Die größten nachgewiesenen Beanspruchungen im Gewölbe unter dem Leinpfad sind 24,5 kg/cm² Druck und 2 kg/cm² Zug.

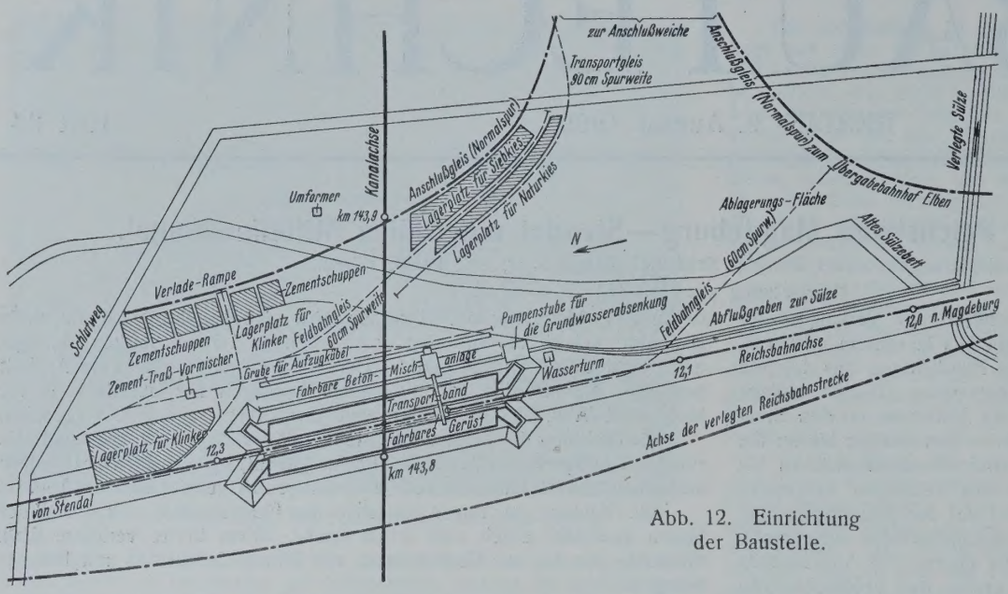


Abb. 12. Einrichtung der Baustelle.

Eine nach der Elastizitätstheorie durchgeführte Kontroll-Rechnung hat ergeben, daß die Stützlinie durchweg im Kern liegt.

Bei den Widerlagern liegen die Stützlinien für alle untersuchten Fälle innerhalb des Kerns. Die größte Betonbeanspruchung ist rd. 5 kg/cm². Die größte Bodenpressung für die Maximalstützlinie nach Fall I, b) errechnet sich zu rd. 5 kg/cm² an der Hinterkante des Widerlagers, für die nach obigen Annahmen bei einer Überschüttungshöhe von 12,5 m über der Gründungssohle

$$\sigma = \frac{4 + 1{,}6 \cdot 12{,}5}{10} = \text{rd. } 6 \text{ kg/cm}^2.$$

zulässig sind.

Für die einzelnen Fälle sind die Bodenpressungen der Widerlager:

Belastung nach Fall	Bodenpressungen in kg/cm² der Vorderkante	Hinterkante
I a Normale Stützlinie $\gamma = 1{,}6$	2,03	4,33
I b Maximalstützlinie	1,31	5,05
II a Normale Stützlinie $\gamma = 1{,}8$	3,70	3,24
II b Minimalstützlinie	4,47	2,47
II c Normale Stützlinie $\gamma = 1{,}8$, $\delta = 0$	4,45	2,05

Bei dem am stärksten belasteten Querschnitt der Flügelmauern ergibt die statische Berechnung folgende Bodenpressungen:

Für den Fall I (s. oben)
1,3 kg/cm² an der Vorderkante
2,1 „ „ „ Hinterkante.
Für den Fall II
3 kg/cm² an der Vorderkante
0,4 „ „ „ Hinterkante.

Grundlagen für die Ausführung. Die Reichsbahn bestand darauf, daß das Unterführungsbauwerk in die bestehende Streckenachse gelegt wurde. Da eine dauernde Verlegung der Strecke also gar nicht in Frage kam, ergaben sich als Ausführungsmöglichkeiten nur die Herstellung des Bauwerks über der im Betrieb befindlichen Strecke oder unabhängig von der befahrenen Strecke nach vorübergehender Verlegung der Strecke östlich oder westlich. Nun mußte die Schienenoberkante im Bauwerk schon um 0,5 m gesenkt und damit die Strecke auf etwa 500 m Länge aufgenommen und neu verlegt werden. Eine vorübergehende Verlegung war also keinesfalls zu umgehen. Damit wurde der Entschluß erleichtert, sie für die ganze Bauzeit beizubehalten und so die Baustelle von dem störenden und Gefahr bringenden Eisenbahnverkehr freizuhalten. Dazu kam, daß das Grundwerk der 1,5 m nach innen vorkragenden Widerlager ohne Verlegung nur mit den größten Schwierigkeiten und unter Aufwendung erheblicher Kosten hätte hergestellt werden können.

Die vorübergehende Verlegung der Strecke Magdeburg—Stendal während der Bauzeit hing eng zusammen mit der Frage des Baubahnhofs an dieser Strecke in der Nähe des Kanals. Der hier anzulegende Bahnhof sollte dazu dienen, die Geräte und Baustoffe für die große Elbbrücke bei Glindenberg, das Hebewerk bei Rothensee und das Kanalstück von der Reichsbahnunterführung bis zur Elbe heranzuführen. Die Empfangsstellen liegen alle östlich der Bahnlinie, das Hebewerk südlich der Kanalachse, so daß die gegebene Lage für den Baubahnhof südöstlich der Kreuzungsstelle war. Damit die Baustelle des Unterführungsbauwerks nicht durch die verlegten Hauptbahngleise von dem Baubahnhof abgeschnitten wurde, mußte die vorübergehende Verlegung nach Westen erfolgen. Mit je einer S-Kurve von 1000 m Halbmesser und 175 m langen Zwischengeraden wurde die vorübergehende Verlegung in der gleichen Höhe wie die bisherige Strecke in einem Abstande von 42 m ausgeführt. Von dem Baubahnhof wurde eine normalspurige Anschlußbahn nach Osten bis zur Baustelle für die Kanalbrücke über die Elbe gebaut. Durch eine Abzweigung wurde auch die Baustelle für die Reichsbahnunterführung für den normalspurigen Verkehr ohne Umladung zugänglich gemacht.

Die Bauausführung. Die Arbeiten wurden auf Grund einer öffentlichen Ausschreibung vergeben. Alle wesentlichen Baustoffe, nämlich Portlandzement, Traß, Kiessand, Siebkies, Klinker, Hartbrandsteine und Werksteine wurden von der Bauverwaltung geliefert. Der Unternehmer hatte lediglich das Ausladen und die sorgfältige Lagerung zu übernehmen. Die Ausführung der Blei- und Asphaltpappdichtung war zunächst nicht verdungen. Die Grundwassersenkung hatte der Unternehmer einzurichten und zu betreiben. Jedoch war ihm das Risiko sehr weit abgenommen, indem die Anzahl und Entfernung der Rohrbrunnen von der Bauverwaltung angegeben und der An- und Abtransport der Geräte sowie der Betrieb der Anlage je Tag nach besonderen Posten vergütet wurden. Dabei war allerdings eine Höchstgrenze für die Betriebstage vertraglich ausbedungen, deren Überschreitung zu Lasten des Unternehmers ging. Der Unternehmer hatte also hauptsächlich die Größe der erforderlichen Pumpen-Aggregate, die Höhe des Stromverbrauchs und die Dauer der Grundwasserabsenkung richtig einzuschätzen. Bei den weiteren Grundwassersenkungen für die in der hohen Dammstrecke liegenden großen Unterführungsbauwerke wurde dem Unternehmer auch der elektrische Strom zur Verfügung gestellt und ihm damit auch noch das Risiko für den Umfang des zu fördernden Wassers abgenommen, was gerade im trockenen Sommer 1928 für die Verwaltung erhebliche Vorteile brachte.

Die Ausschreibung fand im Herbst 1926 statt. Die Bauausführung sollte im Jahre 1927 mit der Herstellung der Widerlager und Flügelmauern sowie im Jahre 1928 mit der Herstellung der Gewölbe geschehen. Wegen Einschränkung der Baumittel konnte 1927 mit der Ausführung nicht begonnen werden. Der Unternehmer verpflichtete sich jedoch, die gesamten Arbeiten in einem Baujahr 1928 fertig zu stellen, was dank der günstigen Witterung ohne Schwierigkeiten gelungen ist.

Einrichtung der Baustelle. Das normalspurige Anschlußgleis an den Übergabebahnhof Elbeu wurde mittels einer Kurve bis an das Nordende des Baufeldes herangeführt (Abb. 12), wodurch das östlich des Bauwerks liegende höhere Gelände, das zum Sülzebach in steiler Böschung abfällt, auf eine längere Strecke zugänglich gemacht wurde.

Am Ende des Gleises lagen fünf Zementschuppen und Ausladeplätze für die übrigen Baustoffe außer für Kies. Die Zementschuppen waren so groß gewählt, daß bei Vollbetrieb der Baustelle für die Prüfung des angelieferten Zementes in der Prüfanstalt des Kanalbauamtes in Glindenberg die 28-Tage-Prüfung abgewartet und außerdem noch Traß dort untergebracht werden konnte. Östlich des durch das Gleis durchschnittenen Sülzebaches wurde der Siebkies unmittelbar nebem dem Anschlußgleis abgeladen. Daneben war der Lagerplatz für Kiessand in einer solchen Entfernung, daß ein Feldbahngleis von 60 cm Spurweite zwischen den beiden Lagerplätzen Platz hatte. Es war dadurch die Möglichkeit gegeben, die für die Betonherstellung benutzten Kippwagen durch die gleiche Arbeiterkolonne mit Siebkies und Naturkies ohne Umsetzen der Wagen zu beladen. Der Kiessand wurde vom Erdarbeitsunternehmer der östlich anschließenden Strecke auf einem Transportgleis von 90 cm Spurweite herangefahren. Das zur Beförderung der Zuschlagstoffe dienende Feldbahngleis von 60 cm Spurweite führte zunächst nach der Vormischanlage für Zement und Traß und von dort in einem Abstande von etwa 14 m an der Ostseite der Baugrube zu der an der ganzen Baugrube entlang fahrbaren Beton-Mischanlage.

Die Ablagerungsfläche für den auszuhebenden Boden lag südlich des Bauwerks in dem Raum zwischen der Reichsbahn, dem Lauf der verlegten Sülze und der Anschlußbahn. Der zur Wiederanfüllung vorgesehene geeignete Kiessand wurde auf der Ablagerungsfläche getrennt gelagert.

An der Südostseite des Bauwerks war die Pumpenstube für die Grundwasserabsenkung eingerichtet. Das geförderte Wasser wurde in einem Graben entlang der Reichsbahn nach der verlegten Sülze geleitet.

Zur Versorgung der Baustelle mit elektrischer Kraft war ein Umformer von 125 kVA aufgestellt, der durch das Überlandwerk Börde gespeist wurde. Im einzelnen wurde an Strom benötigt:

für Grundwassersenkung 35 kW
„ Betonmischmaschinen 30 „
„ Trassia-Vormischer . 4 „
„ Werkstätte . . . . 20 „

Vorbereitende Arbeiten. Mit den Arbeiten auf der Baustelle wurde bereits am 6. Februar 1928 begonnen, damit keine Schwierigkeiten eintraten, das ganze Bauwerk vor Eintritt der Frostperiode zu vollenden. Das Anschlußgleis war am 2. März hergestellt. Inzwischen waren die bis dahin noch im Betrieb befindlichen Reichsbahngleise in die Streckenverlegung eingeschwenkt, so daß auch der Oberbau und die Bettung an der Baustelle entfernt werden konnten. Außerdem wurden die neben der Reichsbahn liegende Druckwasserleitung und das Hochspannungskabel nach Herstellung der vorübergehenden Umleitungen entfernt. Der Aushub der Baugrube mittels Greifers konnte am 26. März beginnen, obwohl die Arbeiten wegen Frostes fast zwei Wochen ruhen mußten.

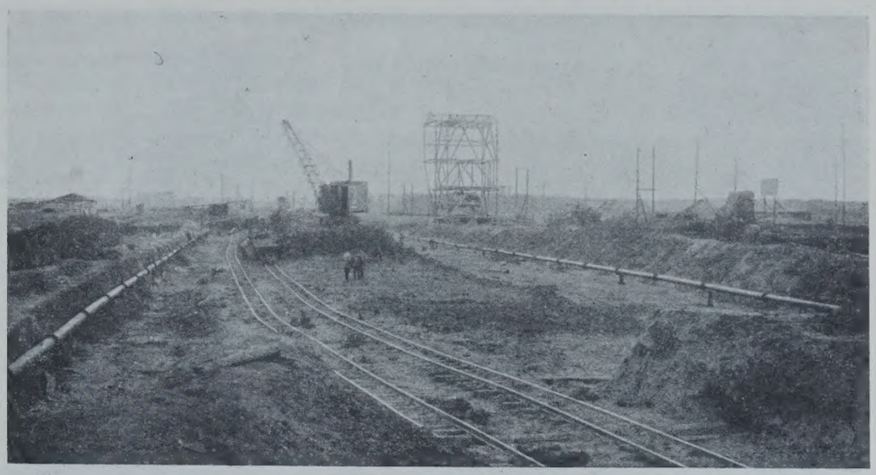


Abb. 13. Bodenaushub und Verlegen der Saugleitungen.

Grundwassersenkung. Bei Beginn der Arbeiten wurde der Grundwasserstand auf NN + 41,72 m festgestellt. Da die Bauwerksohle auf NN + 39,5 m lag, war ohne Schwierigkeiten mit einer Staffel ein genügend tiefer Grundwasserstand zu halten. Von Beginn der Arbeiten für die Klinkerflachschicht an wurde der Wasserstand aus Sicherheitsgründen auf etwa NN + 38 m gehalten, was sich als zweckmäßig erwiesen hat. Das Grundwasser wurde zu dieser Zeit also um etwa 3,7 m abgesenkt.

Vor Beginn der Erdarbeiten wurden die Brunnen gesetzt. Als der Erdaushub bis in die Nähe des Grundwassers gelangt war, wurden die Saugleitungen verlegt (Abb. 13). Diese Arbeitsweise bedingte zwar etwas mehr Bohrarbeit, hatte aber den Vorteil, daß die Erdarbeiten ohne Unterbrechung ausgeführt werden konnten. Leider gelang es nicht, den Unternehmer zu veranlassen, die Saugleitung auf die 1 : 1 geneigte Böschung zu legen, wo sie den etwaigen Beschädigungen beim Erdaushub und Betonieren besser entzogen war. Es geschah dann auch einmal, daß durch Unachtsamkeit beim Heben des Greifers die Saugleitung angeschlagen und beschädigt wurde, so daß durch Einströmen von Luft die Wassersäule abriß und eine längere Betriebstörung eintrat.

Zur Förderung des Wassers waren drei Pumpen aufgestellt, von denen eine mit einem Saugstutzendurchmesser von 300 mm und 10 m³/min Leistung das Hauptpumpen-Aggregat darstellte. Sie wurde von einem Elektromotor von 60 PS durch Riemenübertragung angetrieben. Die beiden anderen als Reserve-Aggregat aufgestellten Pumpen hatten einen Durchmesser von 250 mm mit einer Leistung von je 7 m³/min. Sie wurden von einem gemeinsamen Vorgelege getrieben, auf das mittels Riemenantriebes entweder ein 60-PS-Elektromotor oder eine 60-PS-Lokomobile geschaltet werden konnte. Die beiden kleinen Pumpen konnten sowohl allein als auch gemeinsam laufen. Auf diese Weise war für die 300er Pumpe eine volle Pumpenreserve mit Elektromotor und bei Ausbleiben des elektrischen Stromes eine unverzüglich einzuschaltende unabhängige volle Kraftreserve vorhanden. Außerdem konnte bei geringem Wasserandrang eine kleinere Pumpe elektrisch in Betrieb gehalten werden. Endlich war die Anordnung so getroffen, daß die Lokomobile mit einer zweiten Riemenscheibe die große Pumpe antreiben konnte.

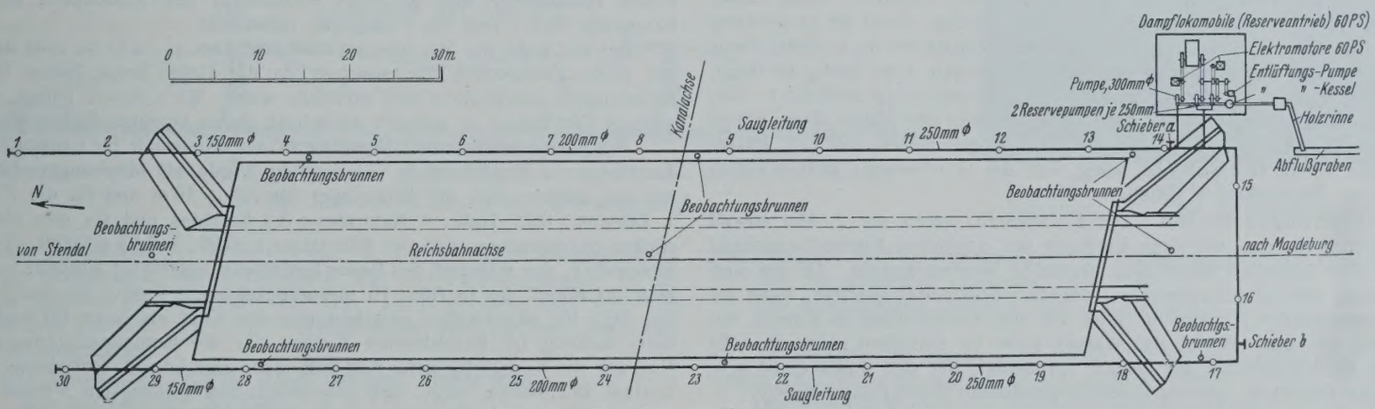


Abb. 14. Grundwasser-Absenkungsanlage.

An jeder Längsseite des Bauwerks (Abb. 14) lag eine Saugleitung mit der Achse auf NN + 42,2 m, an die im Abstande von je 10 m 15 Brunnen, also insgesamt 30 Brunnen, angeschlossen waren. Die Erfahrung beim Betrieb der Grundwassersenkung hat gelehrt, daß unter den gegebenen Verhältnissen, insbesondere bei dem trockenen Sommer, der Brunnenabstand auf etwa 12 m hätte vergrößert werden können.

Die Filterrohre mit einem Durchmesser von 200 mm waren 10 m lang und standen auf dem wasserundurchlässigen Geschiebemergel. Die untersten 5 m waren mit Tressengewebe versehen. Die Saugrohre hatten 90 mm Durchm. und waren 9 m lang. Sie reichten also bis 1 m über die Unterkante der Filterrohre, wodurch ein Ansaugen von Luft mit Sicherheit verhindert wurde. Fußventile hatte der Unternehmer nicht vorgesehen. Dieser Mangel hat sich aber im Betriebe als nachteilig erwiesen. Jeder Brunnen konnte durch einen Schieber von der Saugleitung abgeschaltet werden.

Die beiden Saugleitungen hatten eine Steigung nach der Pumpe von 1 : 400, die Durchmesser wuchsen von den Enden zu der Pumpe von 150 mm auf 300 mm. Um die Möglichkeit zu haben, bei Beschädigung Teile der Saugleitung außer Betrieb zu setzen, waren an den Stellen *a* und *b* (Abb. 14) Schieber angeordnet. Eine Verbindung der beiden freien Enden war nicht vorgesehen, da es möglich war, im Notfalle mit einer Saugleitung den Wasserstand einige Zeit in auskömmlicher Tiefe halten zu können.

Der Anschluß der Pumpen an die Saugleitung war so, daß jede von ihnen auf die beiden Stränge der Saugleitung oder auch nur auf einen Strang wirken konnte. Man hatte also die Möglichkeit, auf die beiden Stränge der Saugleitung zusammen eine bis drei Pumpen wirken zu lassen, was im Notfalle hätte von Nutzen sein können.

Der Antrieb der Pumpen geschah in der Regel durch Elektromotor. Die Lokomobile wurde beständig unter Betriebsdruck gehalten. Sie war stets durch Riemen mit dem Vorgelege verbunden, so daß sie beim Ausbleiben des elektrischen Stromes in kurzer Zeit eingreifen konnte. Zum Ansaugen und zum Entfernen der Luft war eine elektrisch angetriebene Luftpumpe und ein Dampfstrahlejektor vorhanden.

Vor Einbau der Anlage wurde durch Probepumpen festgestellt, ob die geplante Anordnung ausreichen würde. Zu diesem Zwecke wurden vier Brunnen einer Saugleitung in einem Abstande von 10 m an die 300er Pumpe angeschlossen. In Richtung dieser Brunnen wurden in gleichem Abstande von 10 m drei Beobachtungsrohre geschlagen. Weitere Beobachtungsbrunnen befanden sich im Zuge der anderen Saugleitung, und zwar gegenüber den an die Pumpe angeschlossenen Brunnen. In dreitägigem Betriebe wurden den drei Brunnen je etwa 30 l/sek entnommen. Am Ende des dritten Tages konnte angenommen werden, daß der Beharrungszustand nahezu erreicht war. In den in Richtung der abgepumpten Brunnen befindlichen ersten beiden Beobachtungsrohren stand das Wasser 0,5 m bezw. 0,1 m unter der Bauwerksohle, in den beiden

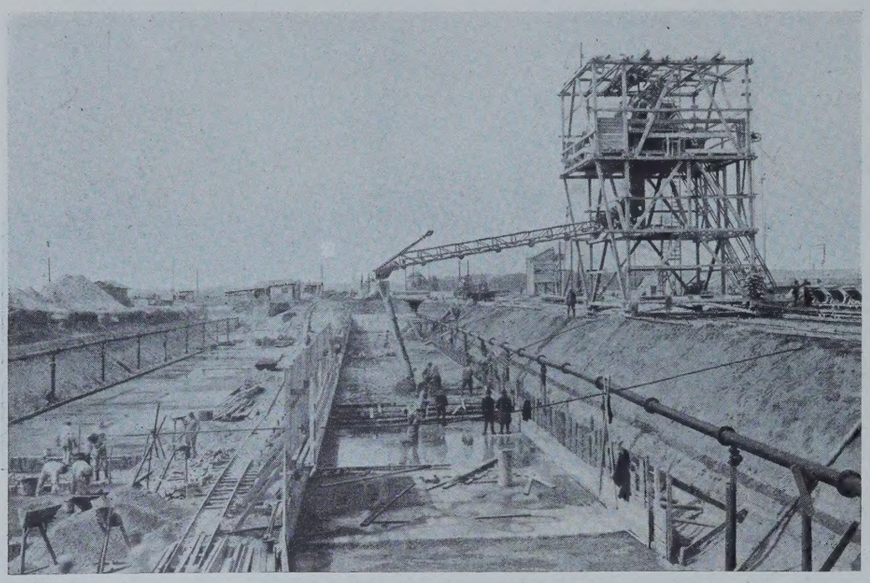


Abb. 15. Herstellen der Schutzschicht unter dem Bauwerk und Turmgerüst für die Betonfabrik.

weiteren 0,2 m bezw. 0,5 m darüber. In den gegenüberliegenden etwa 24 m entfernten Rohren hatte sich der Wasserstand etwas über Bauwerksohle eingestellt.

Nachdem die ganze Anlage in Betrieb genommen und der Beharrungszustand erreicht war, ergab sich eine Durchschnitts-Fördermenge von 6,5 m³/min oder für jeden Brunnen von 3,6 l/sek. Der Stromverbrauch betrug dabei etwa 31 kW bei einer manometrischen Förderhöhe von 8,5 m.

Die Grundwassersenkungsanlage war 77 Tage im Betrieb und hat nach einigen anfänglichen Störungen einwandfrei gearbeitet. Das Fehlen der Rückschlagklappen an den Brunnen hat sich allerdings als ein Mangel herausgestellt. Es kam nämlich einige Male vor, daß der elektrische Strom infolge von Störungen im Netz plötzlich ausblieb. Dann mußte der Schieber hinter der Pumpe geschlossen werden, damit die Saugleitung nicht leer lief, weil bis zum Eingreifen der Lokomobile doch immer etwas Zeit verging. Das Schließen des Schiebers dauerte aber häufig so lange, daß alles Wasser aus den Leitungen und den Saugrohren zurücklief. Das Ansaugen des Wassers mit dem Dampfstrahlejektor nahm dann einige Zeit in Anspruch. Es ist allerdings nicht vorgekommen, daß das Wasser bis nahe an die Bauwerksohle stieg, weil das Grundwasser stets reichlich tief unter Bauwerksohle gehalten wurde.

Gründungsarbeiten. Die Erdarbeiten waren am 2. Mai soweit fortgeschritten, daß mit dem Verlegen der doppelten Klinkerflachschicht unter dem östlichen Widerlager begonnen werden konnte. Da die Vermauerung mit sulfatbeständigem Tonerdezementmörtel geschah, lagen die zu vermauernden Klinker bis kurz vor der Verwendung in Kübeln mit Wasser, um dem Mörtel das Wasser nicht zu entziehen (Abb. 15). Es wurde ein Klinker aus der Lausitz verwendet, der sich durch einen sehr geringen Gehalt an säurelöslichen Bestandteilen (0,5%) auszeichnete.

Die Herstellung der 7 cm starken Tonerdezementschicht mit Streckmetalleinlage geschah in der Weise, daß zunächst eine Schicht von 4 cm Stärke auf einer Länge von zwei Bahnen Streckmetall eingebracht, das Streckmetall eingedrückt und sofort die obere Schicht bis zur vollen Stärke von 7 cm hergestellt und abgezogen wurde. Dieser Arbeitsvorgang dauerte nicht länger als ½ Stunde, er war also beendet, bevor das Abbinden begann.

Bei der Verarbeitung des Tonerdezementes wurden einige Erfahrungen gemacht, die beachtenswert sind. Der Mörtel für die Klinkerflachschicht wurde ziemlich schlank angemacht; trotzdem wurde er während der Verarbeitung sehr bald so steif, daß er sich nicht mehr verarbeiten ließ. Ihn durch eine erneute Wasserzugabe verwendungsfähig zu machen, verbot sich, da dadurch die Güte gelitten haben würde. Durch nochmaliges starkes Durcharbeiten konnte er aber wieder genügend schlank gemacht werden. Die Schicht aus Tonerdezementbeton ließ sich nicht ganz ohne feine Haarrisse herstellen, obwohl der Beton sehr ausgiebig begossen, ja teilweise sogar mit einer Wasserschicht bedeckt wurde. Da angenommen wurde, daß sich durch Änderung des Wasserzusatzes die Rissebildung vermeiden ließ, wurde zunächst mehr, dann weniger Wasser zugesetzt; beides war jedoch ohne Erfolg. Es muß angenommen werden, daß die Ursache in der hohen Abbindewärme lag in Verbindung mit der sehr heißen Witterung, bei der diese Arbeiten ausgeführt werden mußten. Es zeigte sich nämlich, daß die Teile der Betonschicht, die in den kühleren Morgen- bezw. Abendstunden hergestellt und, sobald angängig, unter Wasser gesetzt wurden, ohne Risse blieben.

Der Uebergang der Dichtung von der Tonerdezementschicht auf die doppelte Asphaltpapplage wurde so hergestellt, daß die Tonerdezementschicht 15 cm über die Kanten der Widerlager hinaus ausgeführt wurde (Abb. 9); am Ende wurde gleichzeitig ein 8 cm hoher, 4 cm starker senkrechter Schenkel aus Tonerdezementbeton, der mit ½-Stein starker Klinkerverblendung versehen war, hergestellt. Dann wurden die Pappen an dem Widerlager angeklebt, über den senkrechten Schenkeln ein Klinker flach vermauert und der entstandene Hohlraum mit mexikanischem Bitumen ausgegossen. Dieses Bitumen enthielt einen Zusatz von 10% Asbestfasern; der Schmelzpunkt — nach Krämer—Sarnow — der fertigen Masse war 46°.

Betonarbeiten. Die Erdarbeiten, die doppelte Klinkerflachschicht und die Betonschicht aus Tonerdezement mit Streckmetalleinlage waren am 18. Mai soweit hergestellt, daß mit den Betonarbeiten begonnen werden konnte. Zur Herstellung des Betons wurde Portlandzement, Traß aus dem Nettetal, Naturkies aus der Entnahmestelle Barleben für den hohen Kanaldamm und gesiebter Grubenkies aus Schönebeck in der Korngröße von 7 mm bis Faustgröße verwendet.

Bei der Wahl der Mischungsverhältnisse kam es nicht so sehr darauf an, große Festigkeiten zu erreichen, da der Beton keine hohen Beanspruchungen auszuhalten hat, vielmehr wurde Wert darauf gelegt, eine gewisse Dichtigkeit zu erzielen als Schutz gegen betonfeindliches Wasser.

Auf Grund eingehender Versuche in der Prüfanstalt für Baustoffe des Kanalbauamts Magdeburg in Glindenberg wurde als Mischungsverhältnis für den unteren Teil der Widerlager bis NN + 46 m und für die Flügel 1 Zement : 0,25 Traß : 4 Naturkies : 3,4 Siebkies und für den oberen stärker beanspruchten Teil der Widerlager 1 : 0,25 : 3 : 3,25 gewählt. Durch Siebproben, die während des Baues fortlaufend ausgeführt wurden, erhielt man im Mittel die in Abb. 16 mit *a* bezeichnete Kurve für den Sand. Sie liegt im allgemeinen zwischen den von Graf als beste (*b*) und als noch zulässig (*c*) bezeichneten Kurven für die Kornzusammensetzung. Nur war die Korngröße unter 0,24 mm nicht ausreichend vorhanden. Der Verlauf der Kurve zeigt, daß gegenüber dem günstigsten Verlauf ein erhöhter Zusatz an Zement und Traß erforderlich war. Da aber ein besserer Sand wesentlich höhere Kosten erforderte, war der höhere Zementzusatz wirtschaftlich gerechtfertigt. Die Siebkurven für den verwendeten Mörtel (Kurven *a* der Abb. 17 und 18) lagen auch zwischen den von Graf für die günstigste (*b*) und noch zulässige (*c*) Zusammensetzung angegebenen Kurven.

Zement und Traß wurden zunächst vorgemischt, und zwar in der vom deutschen Traßbund konstruierten Vormischanlage Trassia. Das Gemisch wurde nach Gewicht zugesetzt, da man beim Abmessen nach Raumteilen nicht die Gewähr hat, daß immer die gleiche Menge an Zement und Traß verwendet wird. Der Beton wurde als plastischer Beton eingebracht, der Wasserzusatz einschließl. Porenwasser betrug dabei in Gewichtsteilen etwa 8,5%. Je nach dem Gehalt an Porenwasser, der stark wechselte, wurde die Wasserzugabe durch Einstellung von Schwimmern in den Wasserkasten der Mischmaschinen geregelt.

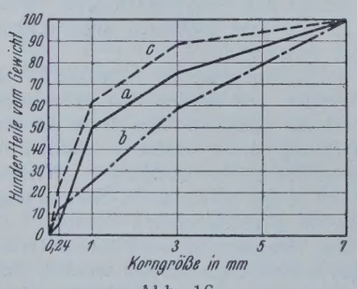


Abb. 16. Kornzusammensetzung des Sandes.

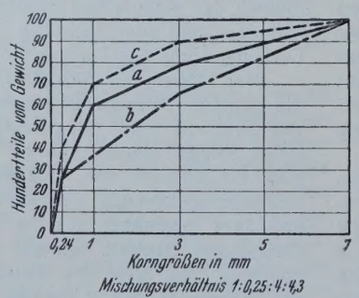


Abb. 17. Kornzusammensetzung des Mörtels.

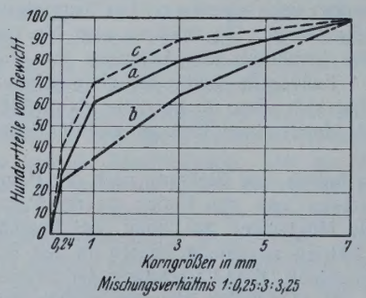


Abb. 18. Kornzusammensetzung des Mörtels.

Der frische Beton ließ sich noch eben mit Stampfern bearbeiten, war jedoch so weich, daß die Leute bis über die Knöchel einsanken. Das Stampfen hatte daher weniger den Zweck, den Beton zu verdichten, als ihn zu bewegen, damit die Luftblasen entweichen konnten. Die laufend ausgeführten Bauwerkproben ergaben für den Beton im Mischungsverhältnis 1 : 0,25 : 4 : 4,3 eine mittlere Druckfestigkeit nach 28 Tagen von 120 kg/cm² und für das Mischungsverhältnis 1 : 0,25 : 3 : 3,35 eine solche von 160 kg/cm². Zwei von dem Bauwerk abgestemmte Würfel in der mageren Mischung zeigten eine Druckfestigkeit von 155 kg/cm².

Obwohl der untere Teil der Widerlager bis NN + 42,5 m ohne Fugen hergestellt wurde, haben sich keine Risse gezeigt. Dagegen wurden an dem oberen schwächeren Teil der Widerlager an fast jedem Sickerrohr senkrecht verlaufende Haarrisse festgestellt. Die durch Wärmeänderung hervorgerufenen Spannungen kamen also an den durch die Sickerrohre nur gering geschwächten Stellen zur Auswirkung. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Der Schwebelift, eine neue Bauweise von Luftseilbahnen.

Von Prof. **Richard Petersen**, Danzig.

(Schluß aus Heft 31.)

Abb. 22 zeigt die Kräftepläne für die drei wichtigsten Laststellungen bei einem Fahrzeuggewicht von 20 t. Die Summe der Seilkräfte $S_l + S_r$ in Stellung I ist maßgebend für die Summe der Spanngewichte.

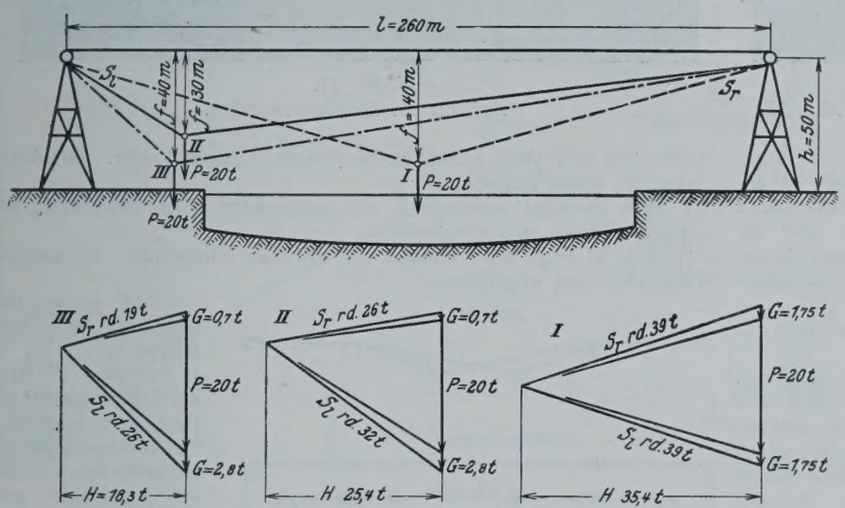


Abb. 22. Kräftepläne zum Hafenlift.

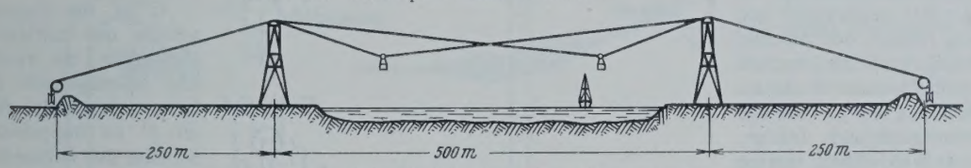


Abb. 23. Schwebelift über einer Strommündung.

Der Unterschied der Seilkräfte $S_l - S_r$ in Stellung III ist maßgebend für die Umfangskraft der Seiltrommel. Bei 20 t Fahrzeuggewicht ist die größte Seilkraft der drei Seile rd. 39 t. Dafür genügen drei Seile von je 35 mm Durchm. aus $6 \cdot 18 = 108$ Drähten von 2,2 mm Dicke und 4,1 cm² Querschnitt.

Die Seilscheiben erhalten 3,5 m Durchm. Dabei wird

die Zugspannung der Seile

$$\sigma_z \approx 3{,}17 \text{ t/cm}^2,$$

die Biegungsspannung der Seile

$$\sigma_b \approx 1{,}26 \text{ t/cm}^2,$$

die Gesamtbeanspruchung

$$\sigma = \sigma_z + \sigma_b \approx 4{,}43 \text{ t/cm}^2.$$

Man sieht aus diesen Zahlen, daß man im Bedarfsfalle das Fahrzeuggewicht und damit die Leistungsfähigkeit noch beträchtlich höher nehmen kann.

Der Vorzug dieser Anordnung vor einer Schiffsfähre ist die geringere Störung der Schiffahrt, die Unabhängigkeit von Hochwasser und Eis, die schnellere Überfahrt.

Die Anlagekosten betragen etwa 300 000 R.-M.

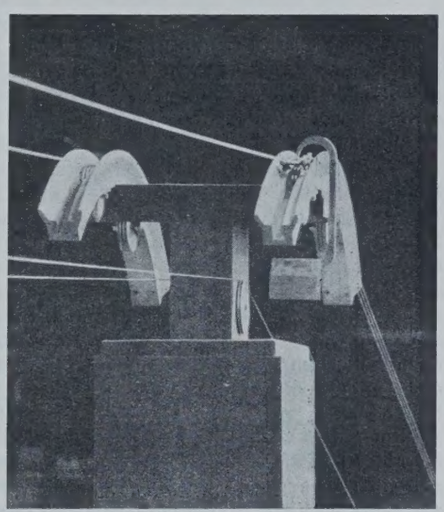


Abb. 25.
Fahrzeug über einer Zwischenstütze.

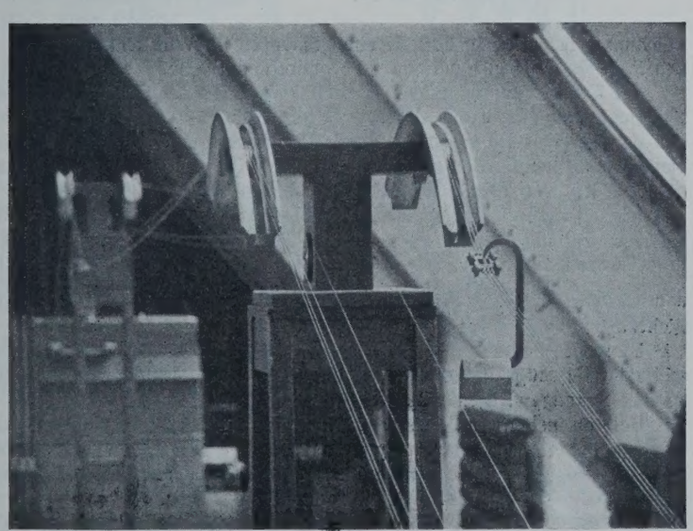


Abb. 24. Modell zu Abb. 23. Fahrzeug vor einer Zwischenstütze.

Ein Beispiel für einen zweigleisigen Schwebelift zur Überbrückung einer Strommündung zeigt Abb. 23.

Die Verhältnisse entsprechen der Weichselmündung.

Die Durchrechnung ergab folgende Werte:

Spannweite der Mittelöffnung . .	500 m
Durchhang in der Mittelöffnung . .	60 „
für die Masten freizuhaltende Höhe	25 „
Höhe für den Fahrkorb	15 „
Turmhöhe	100 „
Eigengewicht des Fahrkorbes	15 t
Nutzlast 1 Eisenbahnwagen oder rd. 300 Personen .	25 t
Gesamtgewicht des Fahrkorbes	40 t

Fahrgeschwindigkeit 5 m/sek.

Dabei werden erforderlich 4 Seile von $6 \cdot 18 = 108$ Drähten von 3 mm Dicke und 18 t Bruchfestigkeit, 47 mm Seildicke und 7,6 cm² Querschnitt.

Durchmesser der Seilscheiben 4,50 m
Spanngewicht für 4 Seile . . 90 t.

Die Anlagekosten sind geschätzt auf etwa 2 Mill. R.-M. gegenüber rd. 20 Mill. R.-M., die eine hochliegende feste Straßenbrücke erfordern würde.

Eine Nutzlast von 30 t dürfte etwa die obere Grenze bilden, bei der eine solche Anlage noch zweckmäßig wäre.

Die Aufgabe, Eisenbahnwagen überzusetzen, dürfte verhältnismäßig selten vorkommen. Für Lastautos von 9 bis 12 t Gewicht oder 120 bis 160 Fahrgäste wird die Anlage wesentlich leichter und billiger.

Das Modell dieser Anlage zeigt als Neuerung das Überfahren der Zwischenstützen (Abb. 24 u. 25).

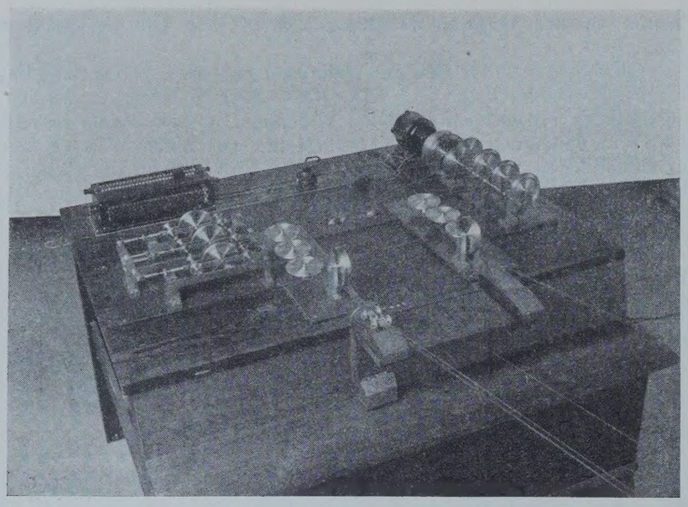


Abb. 26.
Antriebstation eines zweigleisigen dreiseiligen Modells zu Abb. 23.

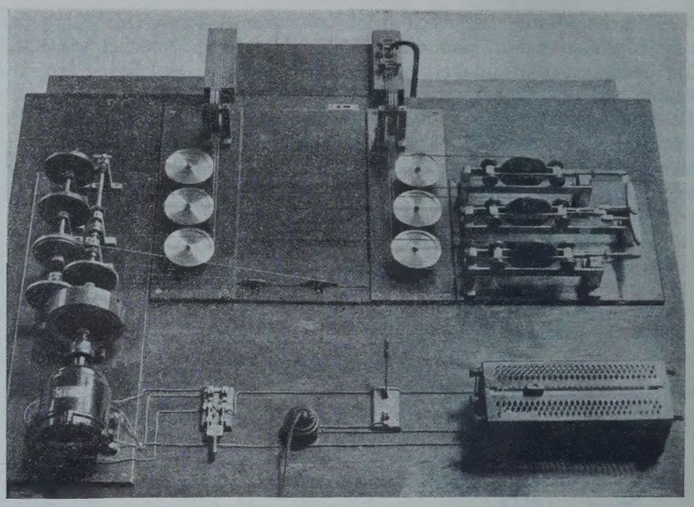


Abb. 27.
Aufsicht auf die Antriebstation.

Auf den Stützen sind Seilscheiben gelagert. Damit nun der Steifrahmen mit dem Seilgelenk nicht auf die Seilscheiben aufstößt, ist der Steifrahmen mit Rädern versehen, die über den Stützen auf einer festen gekrümmten Auflaufbahn auflaufen und den Steifrahmen über die Seilscheiben hinwegführen. Das Fahrzeug hängt an einem langen Haken, weil zwischen Steifrahmen und Fahrzeug Platz für die Seilscheiben bleiben muß.

Auch an den Endhaltestellen laufen die Räder des Steifrahmens auf eine feste Auflaufbahn auf (Abb. 26 u. 27).

Ferner zeigt der Kraftausgleich zwischen den Seilen eine Neuerung. Die Seile laufen von Fahrzeug zu Fahrzeug. Auf der einen Seite sind dabei die Seile einzeln über Spannscheiben mit Spanngewichten geführt, auf der anderen Seite aber über Spannscheiben, die durch ein Hebelwerk so miteinander verbunden werden, daß die Belastung der Seile gleich groß ist. Abb. 26 u. 27 zeigen die Antriebstation des Modells. Auf der einen Seite sieht man das Hebelwerk zum Kraftausgleich der Seile, auf der anderen Seite die Treibscheiben. Die Seile sind um 90 ° geschwenkt und hintereinander gestaffelt. Diese Art der Seilführung erlaubt, den Abstand zwischen den beiden Bahnen der Fahrzeuge beliebig groß zu machen. Im Modell werden die Treibscheiben von einer gemeinsamen Welle angetrieben. Das Modell zeigt deutlich (Abb. 24, linke Seite), daß die von den einzelnen Scheiben geförderten Seillängen verschieden groß sind. Infolgedessen erhalten die Seile verschiedene Spannung. In Wirklichkeit müssen die Scheiben einzeln angetrieben werden, um die Ungleichheit der Scheibendurchmesser durch ungleiche Drehzahl der Motoren auszugleichen.

Bei diesem Modell ist ferner die Schwingungsdämpfung bemerkenswert.

Drei Massen sind vorhanden, die gegeneinander Schwingungen machen können: die beiden Massen der Fahrzeuge und die Masse der Spanngewichte. Durch Resonanz können die Schwingungen eine unzulässige Größe erreichen. Auch wenn die Spanngewichte festgehalten wurden, zeigten sich Schwingungen der beiden Fahrzeuge gegeneinander.

Wenn bei der Schwingung ein Fahrzeug sinkt, das andere steigt, muß über die Seilscheiben an der Endstation der Unterschied an Seillänge ausgeglichen werden. Auf der Antriebseite werden nun die Treibscheiben vom Motor gleichmäßig gedreht. Einer Änderung der Drehgeschwindigkeit setzt der Motor genügenden Widerstand entgegen.

Anders ist es auf der Spanngewichtseite. Wenn die Fahrzeuge gegeneinander schwingen, findet der Ausgleich der Seillänge an den Spanngewichtscheiben statt. Über ihre gleichmäßige Drehgeschwindigkeit überlagert sich eine Drehpendelung in der Weise, daß die Spanngewichtscheiben ihre Drehgeschwindigkeit periodisch ändern.

Die Dämpfung der Schwingungen der Fahrzeuge gegeneinander gelang dadurch, daß den Spanngewichtscheiben eine gleichmäßige Umlaufgeschwindigkeit aufgezwungen wurde. Zu diesem Zweck wurde ein besonderes endloses dünnes Hilfsseil, das mit den Fahrzeugen nicht verbunden ist, in der Antriebstation über eine Scheibe geführt, die mit dem Antrieb gekuppelt werden kann, in der Spanngewichtstation über eine Scheibe, die mit der mittleren Spannscheibe gekuppelt werden kann. Die beiden mittleren Seilstränge in Abb. 24 bis 27 gehören zum Hilfsseil.

Wenn nun die Spannscheibe eine Drehschwingung macht, so erhält in dem Hilfsseil der eine Strang eine größere, der andere eine kleinere Spannkraft. Der Widerstand des Hilfsseiles gleich dem Unterschied dieser Spannkräfte bremst die beginnende Schwingung der Fahrzeuge sofort ab.

Eine Schwierigkeit lag nun darin, daß die Spannscheibe mit dem Spanngewicht frei hin und her spielen muß, ohne daß die Spannung des Hilfsseiles und seine Umlaufgeschwindigkeit geändert wird. Das ist in folgender Weise gelöst.

Abb. 28 zeigt schematisch die Seitenansicht der Hauptseile, die Zwischenstützen sind fortgelassen.

Abb. 29 zeigt den Grundriß des mittleren Hauptseils, die anderen Hauptseile sind weggelassen.

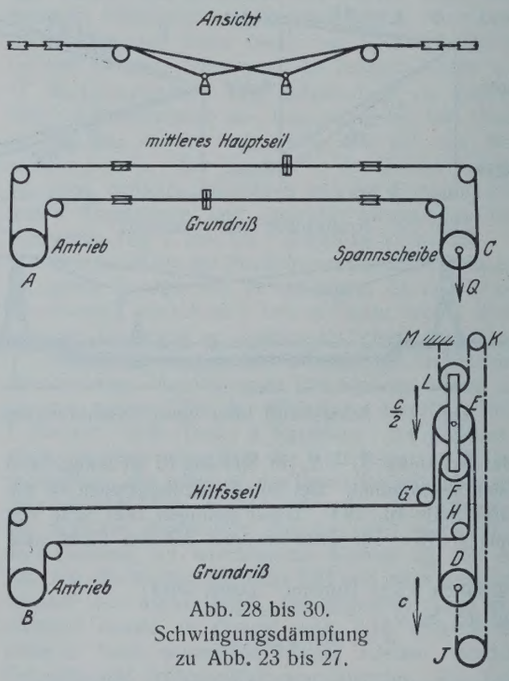


Abb. 28 bis 30.
Schwingungsdämpfung
zu Abb. 23 bis 27.

Abb. 30 zeigt den Grundriß des Hilfsseils.

Scheibe A stellt die Antriebscheibe des Hauptseils, Scheibe B die Antriebscheibe des Hilfsseils dar. B kann mit A gekuppelt werden.

C ist die Spannscheibe des mittleren Hauptseils, die durch das Spanngewicht Q belastet ist, D ist die mit C zu kuppelnde Scheibe des Hilfsseils.

Zwischen B und D ist das Hilfsseil über einen doppelten Flaschenzug mit den Scheiben E und F geführt, die Umlenkscheiben G und H dienen nur zur Richtungsänderung. Die scheinbare Seilkreuzung bei H besteht in Wirklichkeit nicht. In der Zeichnung ist alles in eine Ebene geklappt. In Wirklichkeit liegen die Scheiben D, E, F in einer um 90 ° gedrehten Ebene.

Die Umlaufgeschwindigkeit des Hilfsseils und seine Spannkraft sollen sich nicht ändern, wenn Scheibe D hin und her spielt. Man erkennt, daß das der Fall ist, wenn der doppelte Flaschenzug E, F mit der halben Geschwindigkeit der Bewegung der Scheibe D folgt. Das wird erzwungen dadurch, das von D ein Seil über die festen Scheiben I, K und die bewegliche Scheibe L zur Spannvorrichtung M geführt ist. Die Scheiben E, F, L sind miteinander gekuppelt. Wenn sich nun die Scheibe D mit der Geschwindigkeit c nach einer Seite bewegt, so folgt Scheibe L und damit der Flaschenzug E, F mit der Geschwindigkeit $\frac{c}{2}$ in der gleichen Richtung.

Diese Einrichtung hat sich ausgezeichnet bewährt, ihr Bewegungswiderstand genügt nebenbei, um eine besondere Schwingungsdämpfung an den Spanngewichten entbehrlich zu machen.

Bei den bisherigen Personenluftseilbahnen haben die Aufsichtsbehörden immer eine Hilfseinrichtung gefordert, die ermöglichen soll, die Fahrgäste zu bergen, wenn aus irgend einem Grunde das Fahrzeug unterwegs hängen bleibt und nicht weiter bewegt werden kann.

Für diesen Fall ist in der Regel vorgesehen, daß ein kleiner Hilfswagen, der nur einige Personen faßt, auf das Tragseil gesetzt und durch

Abb. 31 u. 32.
Entwurf eines Schwebeliftes auf die Zugspitze.

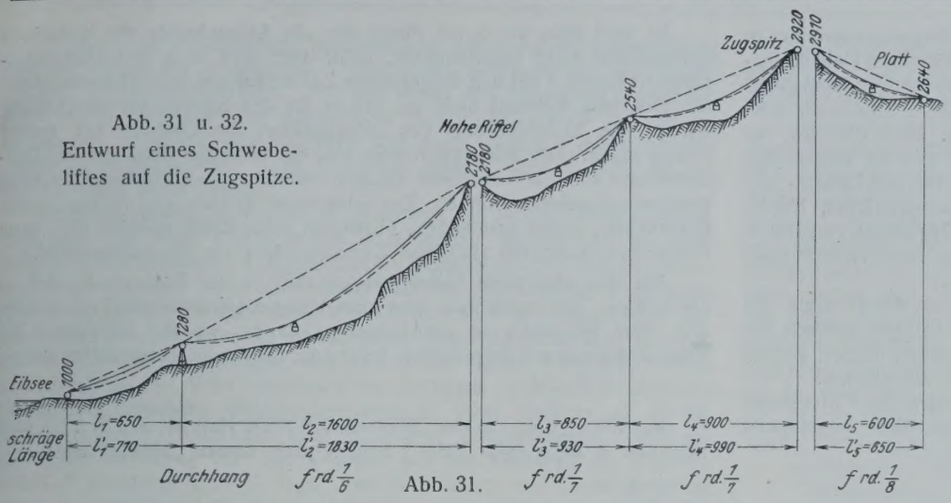


Abb. 31.

Die in Abb. 23 bis 30 dargestellte Anordnung gilt ohne weiteres auch für eine zweigleisige Bergbahn, nur der Höhenunterschied zwischen den Stützpunkten ändert sich.

Abb. 31 zeigt z. B. den Längenschnitt, Abb. 32 den Lageplan eines Entwurfes für einen Schwebelift Eibsee—Zugspitze. Der Entwurf wurde leider zu der vom Bayerischen Handelsministerium gestellten Frist nicht mehr fertig und deshalb bei der Entscheidung über die bayerische Zugspitzbahn nicht mehr berücksichtigt.

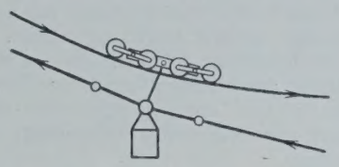


Abb. 34. Einseiliger Bergaufzug.

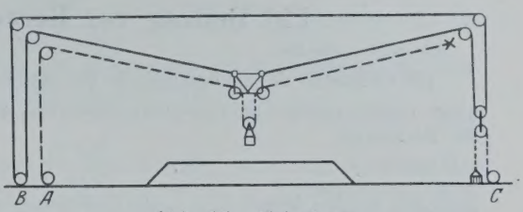


Abb. 35. Kabelkran.

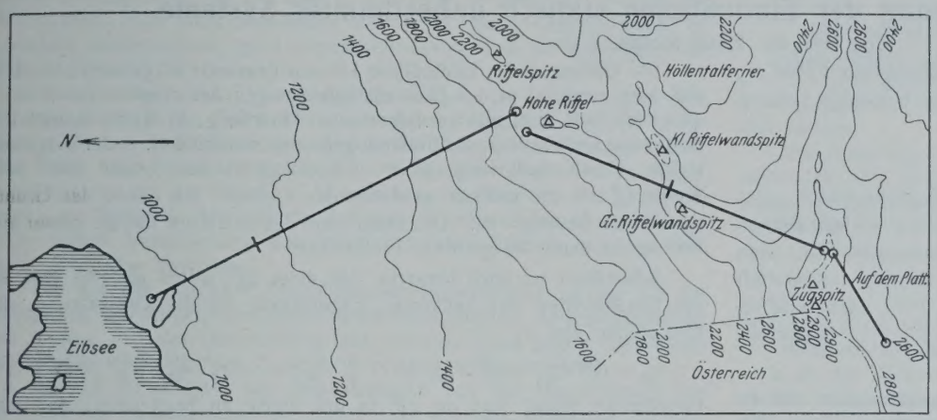
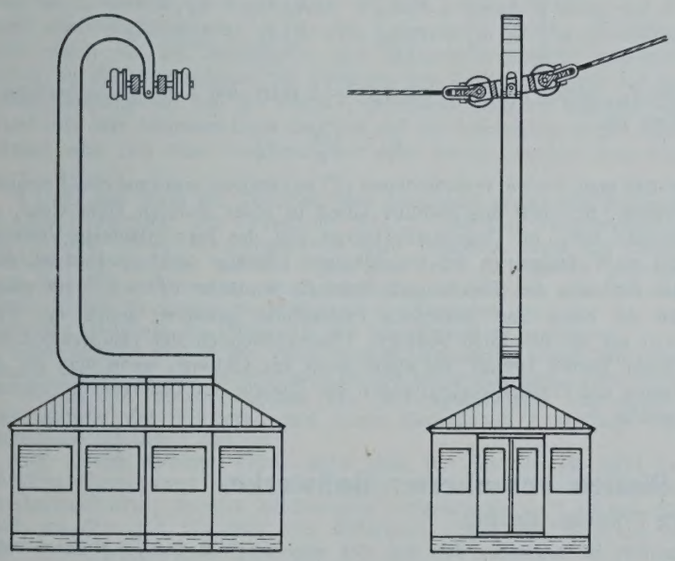


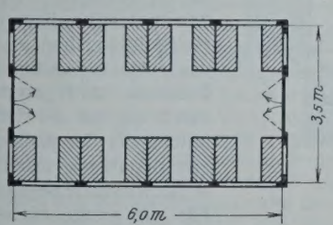
Abb. 32.

Der untere Abschnitt führte vom Eibsee in zwei Spannweiten von 710 und 1830 m zur Hohen Riffel.

Der obere Abschnitt führte von der Hohen Riffel mit zwei Spannweiten von 930 und 990 m über eine Zwischenstütze auf der Scharte zwischen Großer und Kleiner Riffelwandspitze zum Zugspitzgipfel.

Ein dritter Abschnitt mit 650 m Spannweite führte vom Gipfel zum Platt.





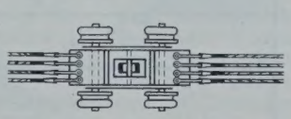


Abb. 33.
Fahrzeug zu Abb. 31 u. 32.

Die Fahrzeuge (Abb. 33) faßten 80 Fahrgäste und wogen besetzt 12 t. Die größte Spannweite von 1830 m erforderte bei $\frac{f}{l} \approx \frac{1}{6}$ 4 Seile von je 38 mm Durchm. und je 6,1 cm² Querschnitt. Der Seilscheibendurchmesser wurde 4,0 m. 12-Minuten-Betrieb ergab eine Leistungsfähigkeit von 400 Personen/h in jeder Richtung.

Die Anlagekosten waren in Anbetracht der schwierigen Bauausführung auf rd. 6 Mill. R.-M. geschätzt.

Aus den weiteren Versuchen ist noch zu erwähnen die in Abb. 34 dargestellte Anordnung, bei der nur ein Seil benutzt ist, die aber auch mehrseilig ausgeführt werden kann. Im unteren Strang sind die Enden des Seiles gelenkig mit dem Fahrzeug verbunden, auf dem oberen Strang, der sich in entgegengesetzter Richtung bewegt, läuft ein Radgestell, das mit dem Gelenk des unteren Stranges verbunden ist. Die Anordnung stellt eine Verbindung der alten und neuen Bauweise dar und trägt im Vergleich mit der alten Bauweise die doppelte Last. Hier ist natürlich nur ein geringer Durchhang wie bei den bisherigen Luftseilbahnen zulässig. Die Anordnung bietet aber ein billiges Fördermittel, namentlich um Holz im Gebirge talwärts zu fördern.

Abb. 35 zeigt einen Kabelkran, der für Baustellen und Lagerplätze in Betracht kommt. Die Last wird gehoben durch den Antrieb *A* und seitlich verfahren durch den Antrieb *B*, der Antrieb *C* dient zur Regelung der Seillänge. Bei der Fahrt läuft der Flaschenzug der Last über das festliegende Hebeseil.

Der Vorteil gegenüber der bisherigen Bauweise liegt in der Zulässigkeit größerer Nutzlast.

Der Mangel an Raum verbietet es, an dieser Stelle auf die Versuche im einzelnen und verschiedene andere Ausführungsformen einzugehen.

In der Technischen Hochschule Danzig stehen mehrere betriebsfähige Modelle, die ein Urteil über die Vorzüge und Nachteile der einzelnen Anordnungen erlauben und gern gezeigt werden.

Die neue Bauweise des Schwebeliftes geht aus von der ältesten Form der Luftseilbahn, der Einseilbahn oder sogenannten englischen Bauweise, bei der ein umlaufendes endloses Seil über Tragrollen geführt ist, die auf Stützen gelagert sind.

Auf das umlaufende Seil werden die Fahrzeuge ohne Räder mit einem Bügel aufgeklemmt. Für geringe Leistungen ist diese Bauweise auch heute noch mannigfach im Gebrauch. Natürlich sind nur geringe Lasten möglich, und die Seile haben keine allzu große Lebensdauer.

ein besonderes Hilfsseil mit besonderem Antrieb zum Fahrzeug gefahren werden kann. Dieses Hilfsseil liegt bei den bisherigen Luftseilbahnen in der Regel still. Beim Schwebelift läuft es dauernd mit und verhindert das Auftreten von Schwingungen der Fahrzeuge.

Der Grundgedanke beim Schwebelift war, die Biegungsspannung an der Laststelle zu beseitigen dadurch, daß diese als richtiges Gelenk ausgeführt wurde. Dadurch wurde großer Durchhang und infolgedessen große Nutzlast möglich. Das Überfahren der Stützen erforderte sodann die Ausbildung einer besonderen Laufbahn auf der Stütze, über die das mit Rädern versehene Seilgelenk hinwegfährt. Ferner wurde die mehrseilige Anordnung entwickelt, die besondere Vorrichtungen für den Längen- und Kräfteausgleich der Seile erforderte (Steifrahmen, Spanngewichte, Hebelwerk). Endlich gelang noch die Dämpfung der Massenschwingungen. Das Ergebnis ist, daß der Schwebelift im Vergleich mit der bisherigen Luftseilbahn etwa die 10fachen Lasten fördern kann.

Dieser Vorteil läßt sich aber nur ausnutzen, wenn das Gelände den notwendigen großen Durchhang erlaubt. Das ist im Gebirge vielfach der Fall; in der Ebene lohnt es sich in besonderen Fällen, diesen großen Durchhang durch Aufstellung hoher Türme künstlich zu schaffen.

Im Vergleich mit den bisher entwickelten Bauweisen der Luftseilbahn erfordert der mehrseilige Schwebelift eine umfangreichere maschinelle Ausrüstung.

Er wird also, wo er am Platze ist, die Anlagekosten der bisherigen Luftseilbahn nicht unterschreiten, dafür aber wird er größere Leistungsfähigkeit haben. Bei den ausgeführten Luftseilbahnen ist der Längenschnitt des Geländes meistens nicht so, daß er für den Schwebelift zweckmäßig wäre. Die Linienführung des Schwebeliftes im Gelände hat andere Bedingungen. Der Schwebelift wird also die bisherige Bauweise der Luftseilbahnen keinesfalls ersetzen, sondern vielmehr den Luftseilanlagen neue Anwendungsgebiete eröffnen. Der Schwebelift ist aber, wie die sogenannte Einseilbahn, genau genommen, überhaupt keine Bahn, sondern eine neue Fördereinrichtung, die ähnlichen Zwecken dient wie die Luftseilbahn.

Mit den bisherigen Luftseilbahnen teilt er die Eigenschaft, daß er ein billiges, leistungsfähiges und zuverlässiges Verkehrsmittel ermöglicht, und zwar besonders in schwierigem Gelände, wo die Bauweisen der Schienenbahnen unerschwinglich teuer oder überhaupt unausführbar wären.

Berichtigung. In der „Bautechnik“ 1929, Heft 31, S. 479 l. Sp. muß es in der 4. Zeile unter Tafel 2 heißen „der“ anstatt „abnehmender“.

Ein Beitrag zur Berechnung der Einflußlinien statisch unbestimmter Systeme.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. Dr. **Ernst Melan**, Wien.

Die Ordinaten der Einflußlinie für die statisch unbestimmte Größe X_p eines r-fach statisch unbestimmten Systemes können bekanntlich durch die Beziehung

$$\eta_p = -\frac{\delta_{mpr-1}}{\delta_{ppr-1}} \tag{1}$$

gefunden werden, wobei δ_{mpr-1} die Ordinaten der Biegelinie und δ_{ppr-1} die Verschiebung des Angriffspunktes von X_p, beide am $r-1$fach statisch unbestimmten System durch den Angriff $X_p = 1$ bedeuten. Will man sich die Division ersparen, so braucht man statt mit $X_p = 1$ nur mit einem solchen Wert von X_p zu belasten, daß $\delta_{ppr-1} = 1$ wird, und erhält, wenn die Ordinaten der Biegelinie jetzt mit δ'_{mpr-1} bezeichnet werden,

$$\eta_p = -\delta'_{mpr-1}.$$

Die Biegelinie δ'_{mpr-1} ist demnach dadurch charakterisiert, daß die Verschiebungen der Angriffspunkte aller X_q verschwinden; nur der Angriffspunkt von X_p weist die Verschiebung „1“ auf.

Die Biegelinie δ'_{mpr-1} ist aber mit der Biegelinie des statisch bestimmten Grundsystemes identisch, die erhalten wird, wenn dieses System mit den Werten $\xi_k^{(p)}$ als äußeren Kräften belastet wird, die folgendem Gleichungssystem genügen:

$$\begin{cases} \delta_{11}\xi_1^{(p)} + \delta_{12}\xi_2^{(p)} + \cdots \delta_{1p}\xi_p^{(p)} + \cdots = 0 \\ \delta_{21}\xi_1^{(p)} + \delta_{22}\xi_2^{(p)} + \cdots \delta_{2p}\xi_p^{(p)} + \cdots = 0 \\ \vdots \\ \delta_{p1}\xi_1^{(p)} + \delta_{p2}\xi_2^{(p)} + \cdots \delta_{pp}\xi_p^{(p)} + \cdots + 1 = 0 \\ \vdots \\ \delta_{r1}\xi_1^{(p)} + \delta_{r2}\xi_2^{(p)} + \cdots \delta_{rp}\xi_p^{(p)} + \cdots = 0. \end{cases} \tag{2}$$

Denn dieses Gleichungssystem besagt auch nichts anderes, als daß die statisch unbestimmten Größen X solche Werte $\xi_k^{(p)}$ erhalten, daß Verschiebungen der Angriffspunkte aller X verschwinden mit Ausnahme von X_p, wo die Verschiebung den Wert „1“ erhält. Dabei sind die δ_{ik} die auf bekannte Art zu ermittelnden Koeffizienten der Elastizitätsgleichungen.

Die Ordinaten der Einflußlinie können demnach so gefunden werden, daß man zunächst in den Elastizitätsgleichungen das absolute Glied überall gleich Null setzt mit Ausnahme jener Gleichung, in der die statisch unbestimmte Größe, deren Einflußlinie gefunden werden soll, in der Diagonale steht. Durch Auflösung dieses Gleichungssystems erhält man jene Werte $\xi_k^{(p)}$ für die statisch unbestimmten Größen, mit denen das Grundsystem zu belasten ist. Die Biegelinie des letzteren infolge dieser Belastung ist dann die gesuchte Einflußlinie.

Schließlich sei noch bemerkt, daß diese $\xi_k^{(p)}$ nichts anderes sind als die Koeffizienten der bekannten Entwicklung für die Ordinaten η_p der Einflußlinie von X_p

$$\eta_p = c_1^{(p)}\delta_{m1} + c_2^{(p)}\delta_{m2} + \cdots c_p^{(p)}\delta_{mp} + \cdots c_r^{(p)}\delta_{mr} \quad \left[c_k^{(p)} = \xi_k^{(p)}\right].$$

Gewöhnlich pflegt man die $c_k^{(p)}$ in der Weise zu bestimmen, daß man in den Elastizitätsgleichungen

$$\begin{cases} X_1\delta_{11} + X_2\delta_{12} + \cdots X_p\delta_{1p} + \delta_{m1} = 0 \\ X_1\delta_{21} + X_2\delta_{22} + \cdots X_p\delta_{2p} + \delta_{m2} = 0 \\ \vdots \end{cases} \tag{3}$$

alle δ_{mi} gleich Null und nur $\delta_{mk} = 1$ setzt, um z. B. $c_k^{(p)}$ zu bestimmen; dann ist

$$X_p = X_p^{(k)} = c_k^{(p)},$$

so daß man, um die verschiedenen $c_k^{(p)}$ zu erhalten, jedesmal ein Gleichungssystem, bei dem das absolute Glied in einer anderen Zeile steht, aufzulösen hat. Im Gegensatze hierzu gibt das hier erläuterte Verfahren, das m. W. bislang in der einschlägigen Literatur nicht erwähnt ist, durch das Auflösen des Gleichungssystems (2) sämtliche $c_k^{(p)} = \xi_k^{(p)}$ auf einmal, die zu einer und derselben Einflußlinie gehören, worin mit Rücksicht auf die hierdurch bedingte Übersichtlichkeit der Hauptvorteil liegt. Dieser Vorteil kommt vor allem dann zur Geltung, wenn man zur Auflösung der Elastizitätsgleichungen die Theorie der Differenzengleichungen benutzt.

Alle Rechte vorbehalten.

Die ungünstigste Belastung durch Platten verankerter Bollwerke.

Von Regierungsbaurat **Georg Franzius**, Kolberg.

In den Abhandlungen über die Standfestigkeitsberechnung verankerter Bollwerke ist ein wesentlicher Punkt bisher so gut wie offen geblieben: die der Berechnung der Verankerung zugrunde zu legende ungünstigste Belastungsform des Bollwerks. Die Erfahrung zeigt, daß in der Praxis gerade in diesem Punkte Unklarheit herrscht und daß oft mit unzulänglichen oder falschen Belastungsannahmen gerechnet wird. Das Ergebnis muß dann eine Gefährdung des Bauwerks sein. Wenn trotzdem die meisten durch Platten verankerten Bollwerke auch bei ungenauer Berechnung halten, so verdanken sie das einerseits dem Umstande, daß der rechnungsmäßige Erddruck und Erdwiderstand[1]) Grenzwerte sind, die keineswegs immer erreicht werden, anderseits auch oft einem willkürlichen Sicherheitsmaß, das der Berechnende für erforderlich gehalten hat. Weder jener noch dieser Umstand rechtfertigen aber, ungenau zu rechnen, wenn eine einwandfreie Berechnung unschwer durchführbar ist. Zu bedenken ist zugleich, daß bei der ungenauen Berechnung das — doch eben für erforderlich gehaltene — Sicherheitsmaß in Wirklichkeit gar nicht vorhanden ist.

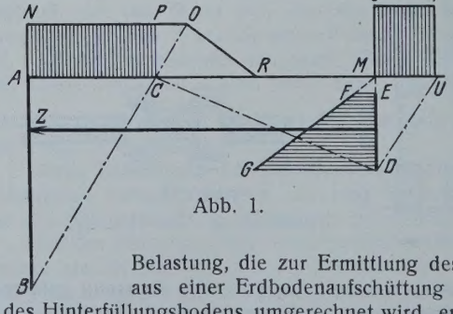


Abb. 1.

Jedes Bollwerk wird zunächst beansprucht durch den hinter ihm liegenden Hinterfüllungsboden. Der von diesem verursachte Erddruck wird verstärkt durch die auf die Hinterfüllung bei der planmäßigen Benutzung des Bollwerks wirkende Belastung. Für die größte zulässige Belastung, die zur Ermittlung des Erddrucks in eine Auflast aus einer Erdbodenaufschüttung vom spezifischen Gewicht des Hinterfüllungsbodens umgerechnet wird, errechnet sich in der üblichen Weise aus der Momentengleichung für Erddruck, Erdwiderstand und Ankerzug die Ankerkraft.

[1]) Grundsätzlich ist hier unter Erddruck der sogenannte „aktive Erddruck“, unter Erdwiderstand der sogenannte „passive Erddruck“ zu verstehen. Die neueren Bezeichnungen, denen Krey das wissenschaftliche Bürgerrecht verliehen hat, sollten heute als die klarsten und zugleich rein deutschen allein noch verwendet werden.

In Abb. 1 ist die Belastung des Bollwerks AB durch die Aufschüttung von der Höhe AN dargestellt. Unter dieser Belastung ist die Ankerzugkraft Z ermittelt worden. Für die Größe des Erddrucks gegen das Bollwerk ist aber nur eine Auflast von Bedeutung, soweit sie auf der Strecke AC zwischen dem Bollwerk und der Gleitlinie[2]) des Erddrucks gegen es vorhanden ist. Jede Belastung jenseits von Punkt C ist auf den Erddruck ohne Einfluß.

Rechnungsmäßig ist freilich so verfahren, als ob die Gleitfläche des Erddrucks sich über C hinaus bis O fortsetze. Besteht die wirkliche Belastung des Bollwerks aus geschütteten Massengütern — Kohlen, Erzen, Kies, Sand o. dergl. —, so kann dieser Fall natürlich tatsächlich eintreten. Genau genommen, müßte dann die Gleitfläche CO entsprechend der Gleitfläche des betreffenden Massengutes eingetragen werden, die von der des Hinterfüllungsbodens verschieden sein kann. Praktisch ist dies bedeutungslos. — Wird anderseits das Bollwerk in Wirklichkeit durch Stückgüter, Eisenbahn, Menschengedränge o. dergl. belastet, so ist das Entstehen einer Gleitfläche über C hinaus ausgeschlossen. Die ungünstigste Belastung für den Erdduck auf das Bollwerk ist $ANPC$, wobei P senkrecht über C liegt. Die Berechnung von Z ist dann ein wenig zu ungünstig, da die Last POC zwar in Rechnung gestellt, in Wirklichkeit aber nicht vorhanden ist. Auch diese Ungenauigkeit ist praktisch bedeutungslos, ganz abgesehen davon, daß sie zugunsten der Sicherheit des Bollwerks wirkt.

Die im allgemeinen zweckmäßigste Länge des Ankers ergibt sich nun daraus, daß der Fußpunkt D der Ankerplatte DE mit der Gleitlinie CD des Erdwiderstandes gegen die Ankerplatte zusammenfällt. Bei dieser Lage findet die Ankerplatte den größten möglichen Erdwiderstand aus der auf der Strecke CM zwischen der Gleitlinie des Erddrucks gegen das Bollwerk AB und der Ankerplatte unbelasteten Hinterfüllung; eine weitere Verlängerung des Ankers ist ohne Einfluß auf den Erdwiderstand, also zwecklos.

Die auf der Strecke CM unbelastete Hinterfüllung ist der für die Abmessung der Ankerplatte ungünstigste Belastungsfall, da jede Belastung auf diesem Teil der Hinterfüllung den Erdwiderstand gegen die Ankerplatte vergrößert, also der Zugkraft Z verstärkt entgegenwirkt.

Besteht die Auflast auf dem vorderen Teil der Hinterfüllung aus geschütteten Massengütern, so ergibt sich aus der Belastung auf der Strecke CR (bei der R der Fußpunkt der von O aus gezogenen natürlichen Böschungslinie des Massengutes ist) eine günstige Wirkung auf die Größe des Erdwiderstandes gegen die Ankerplatte. Streng genommen müßte daher für die Ankerplatte eine Maximalberechnung aufgestellt werden, da der ungünstigste Fall zwischen der Auflast $ANOR$ mit der größten Ankerzugkraft und der durch C gleichfalls natürlich abgeböschten Auflast mit dem kleinsten Erdwiderstand auf die Ankerplatte liegen muß. Praktisch wird sich diese Berechnungsart nicht lohnen, sondern man wird — etwas ungünstig — nur mit der Auflast $ANPC$ rechnen. — Besteht die Auflast aus Lasten, die sich nicht abböschen, so kommt ohnehin nur die Last $ANPC$ in Frage.

Gegen die Ankerplatte wirkt noch außer dem Ankerzug Z und dem durch die Fläche $DEFG$ dargestellten Erdwiderstand der Erddruck gegen ihre Rückseite. Da dieser in gleicher Richtung wie der Ankerzug wirkt, darf er keinesfalls, wie es erfahrungsgemäß oft geschieht, unberücksichtigt bleiben. Im Gegenteil muß unbedingt sein möglicher Höchstwert ermittelt werden. Es ist daher auf der Strecke MU — d. h. von dem Schnittpunkte der Senkrechten über der Platte mit der Oberfläche der Hinterfüllung bis zum Schnitt der Gleitlinie DU des Erddrucks gegen die Platte ebenfalls mit der Oberfläche der Hinterfüllung, — die größte vorkommende Belastung festzustellen und der Berechnung des Erddrucks zugrunde zu legen. Erst hinter Punkt U ist es grundsätzlich belanglos, ob die Hinterfüllung belastet wird oder nicht.

Abb. 1 zeigt nunmehr die ungünstigste Belastungsform des Bollwerks, die zu seiner Berechnung angesetzt werden muß:

a) Höchstlast zwischen dem Bollwerk und der Gleitlinie des Erddrucks auf das Bollwerk,
b) keine Belastung zwischen der Gleitlinie des Erddrucks auf das Bollwerk und der Ankerplatte,
c) Höchstlast zwischen der Ankerplatte und der Gleitlinie des Erddrucks gegen die Rückseite der Platte.

Bemerkt sei, daß die Höchstlasten zu a) und c) verschieden groß sein können.

Die Ankerlänge wird, wie Abb. 1 zeigt, durch die Belastung des Bollwerks nicht unmittelbar vergrößert, da die zu verwendenden Gleitlinien des Erddrucks auf das Bollwerk und den Erdwiderstand gegen die Ankerplatte für das unbelastete wie für das belastete Bollwerk dieselben sind. Mittelbar tritt eine gewisse Verlängerung der Ankerstangen bei belastetem Bollwerk dadurch ein, daß bei diesem die Ankerplatte größer werden muß. Dadurch kommt ihr Fußpunkt D tiefer zu liegen und entfernt sich somit vom Bollwerk AB.

Muß aus örtlichen Gründen möglichst an Ankerlänge gespart werden — z. B. mit Rücksicht auf die Grundstücksgrenze, auf vorhandene Bauwerke, auf ein Eisenbahngleis, das nicht dem Betriebe entzogen werden soll usw. —, so muß man unter Umständen mit dem Fußpunkte der Ankerplatte unter die Gleitlinie des Erdwiderstandes gegen sie hinuntergehen. In manchen Fällen wird eine tiefe Lage der Ankerplatten freilich zu Schwierigkeiten, besonders durch Wasserandrang, führen, häufig aber, z. B. beim Bau im Trockenen oder unter Wasserhaltung, bei Verankerung durch eine gerammte eiserne Spundwand usw., wird sie sich unschwer durchführen lassen.

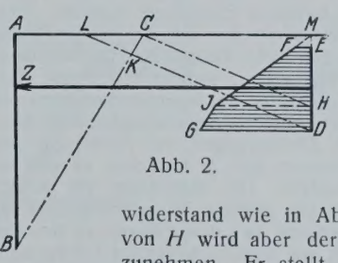


Abb. 2.

Bei dieser Lage der Ankerplatte (Abb. 2) schneidet die Gleitlinie DL des Erdwiderstandes gegen die Platte DE die Gleitlinie BC in K; die Gleichlaufende zu ihr durch C schneidet die Ankerplatte in H. Gegen den Teil EH der Platte bestehen dieselben Verhältnisse für den Erdwiderstand wie in Abb. 1 für die Platte DE. Unterhalb von H wird aber der Erdwiderstand in geringerem Maße zunehmen. Er stellt sich also in diesem Falle durch die Fläche $DEFJG$ dar, während er in Abb. 1 der Fläche $DEFG$ entspricht.

Das Maß der möglichen Ankerverkürzung auf diesem Wege wird stark beschränkt durch den mit größerer Tiefe und Plattengröße zunehmenden Erddruck gegen die Rückseite der Ankerplatte. Dieser führt gegebenenfalls dazu, entweder zu mehrfacher Verankerung oder zur Verankerung durch gerammte Ankerböcke, im schlimmsten Falle zum Bau einer ohne Verankerung standfesten Mauer überzugehen.

[2]) Über die Wahl der Gleitlinie des Erddrucks gegen das Bollwerk vgl. Otto Franzius, Der Grundbau, S. 113, und Der Verkehrswasserbau, S. 704. Dem Vorschlage von Otto Franzius, nicht die Hauptgleitebene zu wählen, sondern eine (um etwa 5°) flacher geneigte Gleitlinie, ist zuzustimmen, wenngleich dadurch wieder eine gewisse Willkür in die Rechnung eingeführt wird. Dagegen erscheint mir der Ansatz der Gleitlinie am Fußpunkte der Spundwand zu ungünstig.

Beide Fragen sind in der vorstehenden Abhandlung absichtlich offen gelassen, da sie an den bezeichneten Stellen behandelt sind. Hier sollte nur die m. W. bisher nirgends klar herausgearbeitete ungünstigste Belastungsform der Bollwerke und deren Einfluß auf Ankerlänge und Plattengröße behandelt werden.

Aus diesem Grunde wurde auch jede für den Zweck nicht erforderliche Eintragung, wie Bollwerktiefe, Sohle vor dem Bollwerk, Wasserspiegel usw., in den Zeichnungen fortgelassen. „B“ ist nur der Punkt, an dem die Gleitlinie des Erddrucks gegen das Bollwerk an diesem ansetzt.

Vermischtes.

Geheimrat M. Rudeloff †. Der frühere Direktor des Staatlichen Materialprüfungsamtes zu Berlin-Dahlem, Geh. Regierungsrat Prof. Dr.-Ing. ehr. Max Rudeloff, ist in seinem 72. Lebensjahre nach längerem Leiden verschieden. Die hauptsächlichsten Angaben über seine umfangreiche und vielseitige fachwissenschaftliche Tätigkeit hat „Die Bautechnik“[1]) schon bei Gelegenheit seines 70. Geburtstages gebracht; wir fügen hier nur noch ergänzend hinzu, daß der Verstorbene auch im Ausschuß für wirtschaftliche Fertigung, im Reichsausschuß für Lieferbedingungen und im Deutschen Verband für die Materialprüfungen der Technik tätig war. Noch in den letzten Jahren hat sich Rudeloff mit Fragen aus den verschiedensten Gebieten der Werkstofftechnik und des Materialprüfungswesens beschäftigt; so wird eine größere Arbeit von ihm demnächst in der Fachschrift des Verbandes der Ledertreibriemen-Fabrikanten Deutschlands erscheinen. Für die im Herbst stattfindende Gießerei-Fachausstellung in Düsseldorf war er vom Verein deutscher Eisengießereien als Berater und Leiter gewählt worden, konnte diese Arbeit jedoch nicht mehr zum Abschluß bringen.

Die hohen Verdienste Rudeloffs insbesondere auf dem Gebiete des Materialprüfungswesens werden in Fachkreisen unvergessen bleiben. Ls.

Kosten des Hafenbaues von Gdingen. Wie die DAZ mitteilt, sind nach Berechnung des polnischen Handelsministeriums für den Hafenbau von Gdingen bis jetzt 36 366 100 Mill. Goldfranken von der Regierung aufgelegt worden, das sind 69,5% der für den Hafen vorangeschlagenen Summe von 52 293 873 Goldfranken[1]). Allein der für den Hafen aufgekaufte Grund kostet rd. $4^1/_2$ Mill. Goldfranken.

Tagung zur Feier des 60jährigen Bestehens des Zentralvereins für Deutsche Binnenschiffahrt. Die Feier fand statt am 25. Juni im Preußischen Herrenhaus zu Berlin. Im Jahre 1869 auf Anregung von Friedrich Harkort unter dem Namen „Zentralverein für Hebung der Deutschen Fluß- und Kanalschiffahrt“ begründet, hat der Verein unermüdlich an der Erreichung seiner Ziele gearbeitet und sich eine achtunggebietende Stellung im deutschen Wirtschaftsleben errungen.

[1]) „Die Bautechnik“ 1927, Heft 46, S. 681.

[1]) Vgl. „Die Bautechnik“ 1928, Heft 37 u. 40.

Die von über 300 Teilnehmern besuchte Festversammlung wurde mit einer Begrüßungsansprache des ersten Vorsitzenden, Generaldirektor Dr. Ott, Köln, eröffnet. In Vertretung des verhinderten Reichsverkehrsministers sprach Staatssekretär Gutbrod, zugleich im Namen der übrigen behördlichen Vertreter, dem Verein seine Glückwünsche aus und betonte die gute Zusammenarbeit mit den Behörden und die verständnisvolle Mitarbeit des Vereins bei allen die Binnenschiffahrt betreffenden Fragen technischer und wirtschaftlicher Art. Es folgte dann der Vortrag des Geh.-Rat Prof. Dr. Thiess, Köln, über „Die Stellung der Binnenschiffahrt in der Deutschen Volkswirtschaft in Gegenwart und Zukunft". Seit 90 Jahren sei die Frage, ob neben der Eisenbahn die Binnenschiffahrt noch eine Zukunft habe, immer wieder aufgetaucht und, während die Theoretiker sie zu verneinen glaubten, durch die Praxis bejaht worden. Denn der Wassertransport behauptet sich durch seine billigen Selbstkosten, die hinter den Durchschnittskosten der Bahn um die Hälfte zurückbleiben. Wenn Ausnahmetarife der Bahn auch gegen ausländischen Wettbewerb und für nationalwirtschaftliche Zwecke geboten sind, so sollten sie doch nicht aus reinen Wettbewerbgründen gegen das gleich vorteilhafte Verkehrsmittel der Schiffahrt angewandt werden. Eine zu starke Differenzierung der Bahntarife führe auch dazu, die festen Kosten und Abgaben zu einseitig auf den Nahverkehr zu häufen und damit den Wettbewerb des Kraftwagens auf den Plan zu rufen. Für die Volkswirtschaft und die Produktion am vorteilhaftesten würde eine richtige Arbeitsteilung zwischen Bahn und Schiffahrt sein, die jedem Verkehrsmittel die Aufgaben zuweist, die es nach seiner Eigenart und Kostenzusammensetzung am günstigsten lösen kann. Die Hauptleistungsfähigkeit der Schiffahrt liegt in den Jahreszeiten des stärksten Verkehrs, dann kann sie trotz Unterbrechungen die Eisenbahn wirksam entlasten. Am meisten umstritten ist die zukünftige Rolle der Kanäle, die nach den überschwänglichen Hoffnungen der Inflationszeit jetzt im Rückschlag zu ungünstig beurteilt werden. Soweit sie als Erweiterung des Flußnetzes dessen Frachtvorteile einem weiteren Gebiet zugängig machen, soweit sie den deutschen Einfuhrbedarf zurückzudrängen versprechen und soweit sie schon größtenteils gebaut sind, aber zur Entfaltung ihrer Vorteile des Abschlusses bedürfen, ist ihre Förderung nach wie vor zu begünstigen. Die ärmer gewordene deutsche Volkswirtschaft bedarf eines von Natur so ökonomischen und elastischen Transportmittels, wie es die Binnenschiffahrt ist, mehr denn je zuvor. Ihre Leistungsfähigkeit voll zu erhalten, bleibt eine wichtige Aufgabe der Volkswirtschaftspflege.

Der zweite Vortrag wurde von dem Altmeister des Wasserbaues, Geheimen Rat Prof. Dr. H. Engels, Dresden, gehalten, und zwar: „Über den heutigen Stand der technischen Durchbildung der deutschen Binnenschiffahrt". Die Notwendigkeit, die an sich unwirtschaftlichen Beförderungskosten tunlichst zu vermindern, hat heute, wie nie zuvor, die große Bedeutung der Wasserstraßen hervortreten lassen, nachdem der im vorigen Jahrhundert einsetzende Wettbewerb der Eisenbahnen die Umstellung des Wasserstraßenverkehrs auf den reinen Massengüterverkehr hinwies, ihm damit sein Hauptmerkmal verlieh und zugleich auf eine gesunde, wirtschaftliche Grundlage brachte. Eine Verbilligung des Transportes auf den Wasserstraßen läßt sich, soweit dabei technische Faktoren in Frage kommen, durch vier Maßnahmen herbeiführen: durch die Ausbildung der Wasserstraßen selbst, sodann durch die Ausbildung des Schiffes, ferner durch die Gestaltung des Schiffahrtbetriebes und endlich durch die Vervollkommnung der Umschlageinrichtungen der Häfen.

Unsere Wasserstraßen setzen den Abmessungen der Fahrzeuge eine gewisse Grenze, und zwar in verschiedener Art, je nachdem es sich um einen Fluß oder um einen Kanal handelt. Das Bestreben, die Schiffsabmessungen zu vergrößern, ist durch die größere Wirtschaftlichkeit des tragfähigeren Schiffes begründet. Während bei den Flüssen Größe und Form des Fahrrinnen-Querschnitts sich aus hydrotechnischen Erwägungen ergibt, ist bei Kanälen der Querschnitt durch technisch-wirtschaftliche Überlegungen festzustellen. Der Fluß verlangt in der Regel breite und flache, der Kanal tiefgehende und schmale Schiffe. So stehen Fluß- und Kanalschiff in einem gewissen Gegensatz zueinander. Die Lastschiffe oder „Kähne" sollen bei genügender Festigkeit möglichst leicht gebaut sein, bei möglichst großer Ladefähigkeit einen nicht zu großen Schiffswiderstand hervorrufen und möglichst gut zu steuern sein. Beim Betrieb kommt der Schiffszug vom Ufer aus, das „Treideln", nur noch für Kanäle in Frage. Es wird von den Ergebnissen weiterer Versuche abhängen, ob die gleislosen Motor- und Raupenschlepper mit der elektrischen Treidellokomotive, wie sie beim Teltowkanal verwendet wird, in erfolgreichen Wettbewerb treten können.

Heute ist das wesentlichste Merkmal des Massengütertransportes auf Wasserstraßen die Beförderung in Kähnen, die von frei fahrenden Kraftschiffen geschleppt werden. Abgesehen von der Beschaffenheit der Wasserstraße, wird ganz allgemein die Fahrgeschwindigkeit der Schleppzüge technisch bedingt von dem Körper des Kraftschiffes, von der Art der Energieerzeugung, dem Widerstande des Anhanges und von den Fortbewegungsmitteln: dem Schaufelrad oder der Schraube. Letztere empfiehlt sich durch Einfachheit und geringes Gewicht, sie stellt aber größere Ansprüche an die Wassertiefe als das Schaufelrad. Die Bemühungen zur Verbesserung des Wirkungsgrades der Dampfmaschine haben, trotz unbestreitbarer Erfolge, den wachsenden Wettbewerb des „Motors" nicht aufhalten können, der heute, namentlich als kompressorloser Dieselmotor, in der Binnenschiffahrt mehr und mehr Verwendung findet. Da die Fahrgeschwindigkeit auf unseren Strömen und namentlich auf den Kanälen wegen des schnell wachsenden Schiffswiderstandes an verhältnismäßig enge Grenzen gebunden ist, so kann eine Vermehrung der Reiseleistung nur durch Abkürzung der Schleusungszeit und des Aufenthaltes in den Häfen herbeigeführt werden. Am Schlusse hob der Redner hervor, daß nur die positive Einstellung der Schiffahrttreibenden zum technischen Fortschritt ein ersprießliches Zusammenarbeiten mit dem Ingenieur herbeiführen und damit die technische Durchbildung der Binnenschiffahrt fördern kann. Dankbar müsse anerkannt werden, daß der Zentralverein seit seinem Bestehen unablässig bemüht gewesen ist, diese Zusammenarbeit zu fördern, nicht nur in der mißverständlichen Auffassung des uns von Plutarch überlieferten Wahlspruches: „Navigare necesse est, vivere non est necesse", sondern in der Erkenntnis: Wir müssen leben, und deshalb tut Schiffahrt uns not.

Am 26. Juni fand auf Einladung der „Behala" eine Besichtigung des Berliner Westhafens statt, und von dort aus fuhr ein Teil der Gesellschaft mit Dampfern die Havel abwärts nach Potsdam, während die übrigen Teilnehmer sich in vier großen Überland-Autobussen nach Niederfinow begaben zur Besichtigung des im Bau begriffenen Schiffshebewerks des Hohenzollernkanals. Die ausgedehnte Baustelle mit ihren Einrichtungen für den Großbetrieb wurde unter der sachkundigen Führung der Bauverwaltung in allen Teilen besichtigt und erregte allgemeine Bewunderung. Die bis 10 m unter Gelände durch Grundwassersenkung trocken gehaltene Baugrubensohle wird zurzeit mit einer 112 m langen, 34 m breiten und 4 m starken Grundplatte aus Eisenbeton bedeckt, deren Druck noch durch neun kastenartige Senkpfeiler unter Preßluft auf weitere 10 m, bis auf ganz tragfähigen Untergrund übertragen wird. Die Kosten des ganzen betriebsfähigen Bauwerks sind auf 23,7 Mill. R.-M. veranschlagt. Die Vollendungsfrist hängt weniger von technischen Umständen, als davon ab, in welchem Umfang weiterhin vom Reich Jahresraten zur Verfügung gestellt werden. Voraussichtlich wird mit noch fünf Baujahren zu rechnen sein.

Die Teilnehmer kehrten abends von der durch das Wetter begünstigten Fahrt hochbefriedigt zurück. Die nächste Tagung des Zentralvereins wird voraussichtlich im Stromgebiet der Oder, und zwar in Breslau stattfinden.

Ctg.

Hölzerne Straßenbrücke über die Aare bei Bremgarten-Bern. Zur Verbindung des Dorfes Bremgarten mit der Stadt Bern wurde nach

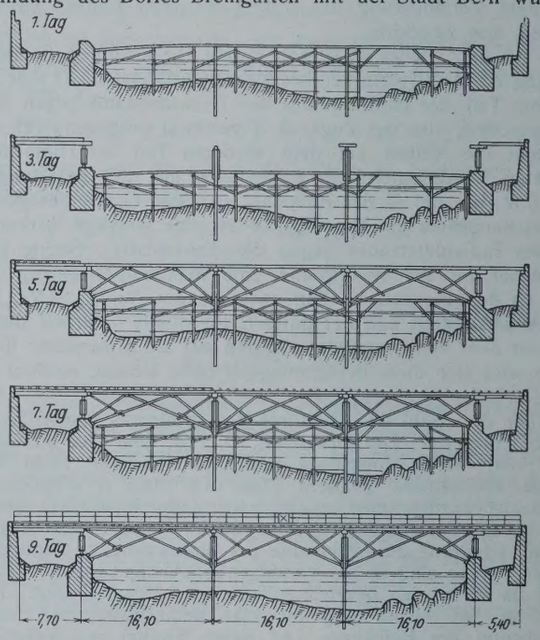


Abb. 1.

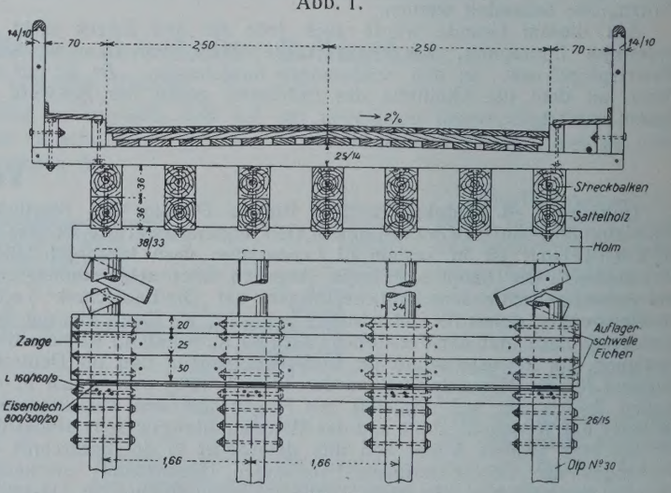


Abb. 2.

der Schweiz. Bauztg. vom 11. Mai 1929 von der Baudirektion des Kantons Bern eine hölzerne Brücke vorgesehen, deren Ausführung nach dem Entwurf eines Sappeur-Offiziers Genietruppen übertragen wurde.

Die Bauausführung sollte gleichzeitig zur Übung der Truppen dienen. Dem Sappeurbataillon wurden neun Arbeitstage zur Verfügung gestellt. In dieser Zeit war die Holzkonstruktion auf den von einem Unternehmer vorher fertiggestellten Zwischenunterstützungen, Landjochen und Widerlagern aufzurichten. Das Tragwerk besteht aus statisch bestimmten doppelten Sprengwerken mit drei Flußöffnungen von je 16,10 m Weite. An den Enden der Brücke sind Landöffnungen von 5,4 bezw. 7,7 m Weite vorgesehen (Abb. 1). Die Berechnung der Brücke geschah unter Zugrundelegung einer gleichmäßig verteilten Belastung von 400 kg/m² und zweier sich kreuzenden 10-t-Camions. Der Querschnitt der Brücke ist aus Abb. 2 ersichtlich. Die Flußjoche ruhen auf eingerammten H-Pfosten, P Nr. 30, deren Verbindung mit dem Auflagerpfosten und den Streben der Holzkonstruktion in Abb. 3 dargestellt ist. Die H-Pfosten der Joche stehen in Abständen von 1,66 m; sie sind untereinander durch L 160·160·19 verbunden. Die von den Sappeuren aufzustellende Holzkonstruktion ruht auf einer zwischen die Winkeleisen eingefügten Platte. Die mittels Sattelhölzer auf die Jochholme abgestützten sieben Streckbalken 36/36 cm liegen in Abständen von 83 cm, auf ihnen ruhen unmittelbar die Querträger in Abständen von 1 m. Die H-Pfosten sollen später bei Niedrigwasser untereinander noch durch eine Verstrebung versteift werden. Die Landjoche der Holzkonstruktion sind ähnlich wie die Flußjoche ausgebildet. Die vier eichenen Auflagerpfosten ruhen hier auf einer gemeinsamen in Beton verankerten Eichenschwelle. Die Hauptstreben der Sprengwerke sind im Kreuzungspunkt eingeschnitten und durch hölzerne Decklaschen verstärkt. Sie sind gegen die Unterzüge oben stumpf gestoßen und unten auf den Schwellen aufgezapft. Die freie Knicklänge der Streben ist durch Zangen herabgemindert. Die Bremskräfte und der Winddruck werden durch einen unter den Streckbalken liegenden Verband aufgenommen. Die ganze Holzkonstruktion ist durch ein pilztötendes Konservierungsmittel (Solignum) geschützt. Als zulässige Beanspruchungen wurden angenommen: Tannenholz 80 kg/cm², Eichenholz 100 kg/cm², ferner eine 10fache Knicksicherheit der Stäbe und schließlich für die verdübelten Balken an der linkseitigen Endöffnung 55 kg/cm² Biegungsbeanspruchung. Aus Abb. 1 ist der Arbeitsgang während der festgesetzten Zeiten ersichtlich. Es waren durchschnittlich 169 Sappeure mit einer 9½ stündigen Arbeitszeit beim Brückenbau während der neuntägigen Bauzeit beschäftigt. Die Gesamtzahl der Arbeitsstunden betrug 14 501, der Holzverbrauch 2035 m³. Von der Gesamtzahl der Arbeitstunden entfielen 30% auf den Abbund, 47% auf den Einbau und 23% auf den Transport von der Abbund- zur Einbaustelle. In die Arbeitszeit ein-

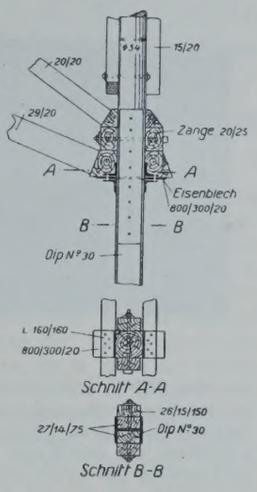


Abb. 3.

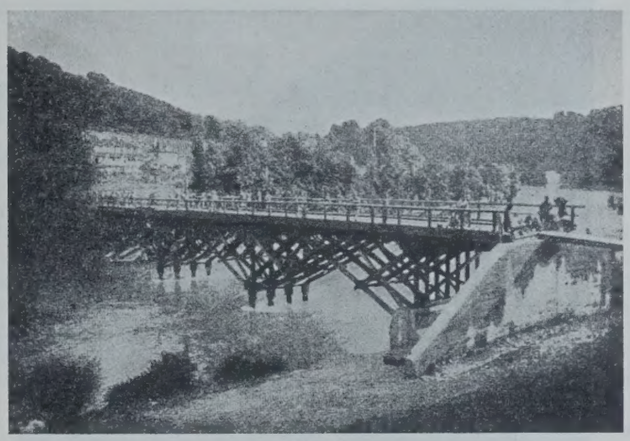


Abb. 4.

begriffen war die erforderliche Zeit für die Herstellung des Anstrichs, für den Auf- und Abbau der Transportanlagen sowie für den Abbruch der Dienstbrücke. — Abb. 4 zeigt die fertige Brücke. Zs.

Der Pacoima-Staudamm in Kalifornien. Der Staudamm schließt das Tal des Pacoima, eines Nebenflusses des Los-Angeles-Flusses, ab und wurde in den Jahren 1924 bis 1928 gebaut. Er ist ein Teil einer umfangreichen Flußregulierung, die im Jahre 1924 mit einem Gesamtkostenaufwande von 35 Mill. Dollar von dem Los-Angeles-Distrikt beschlossen wurde. Über den Bau des genannten Dammes insbesondere berichtet Fred A. Noetzli in „Engineering" 1929, Nr. 3288 vom 18. Januar.

Der Damm und sein Staubecken dienen hauptsächlich zum Schutze der Stadt Los Angeles, die vorher durch die Hochwässer des Pacoima und anderer Nebenflüsse des Los-Angeles-Flusses häufig in Mitleidenschaft gezogen wurde. Die Hochwasserwellen, die bis zu 350 m³/sek zum Abfluß bringen, werden durch den Damm auf die Hälfte ermäßigt. Die Fläche des Staubeckens beträgt 72 km², sein Fassungsvermögen etwa 36,5 Mill. m³. Das Wasser wird durch mehrere mit Abschlußschiebern

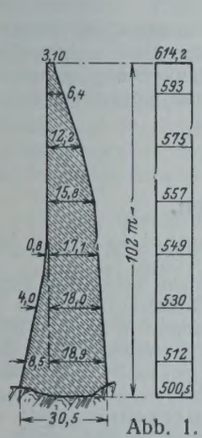


Abb. 1.

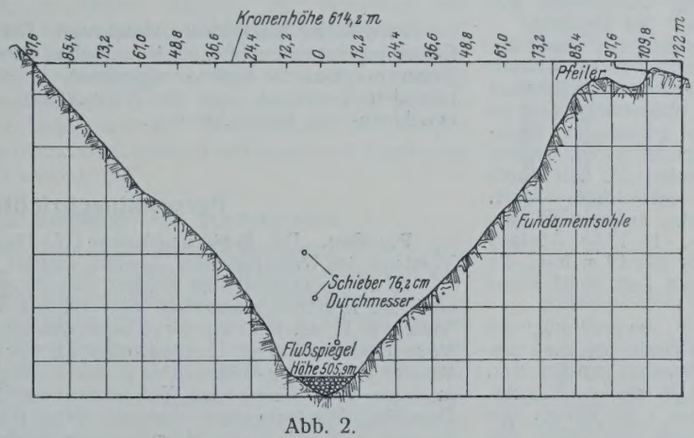


Abb. 2.

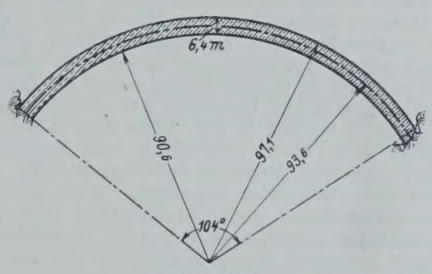


Abb. 4a.

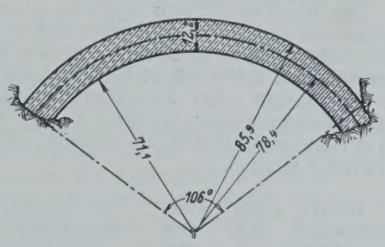


Abb. 4b.

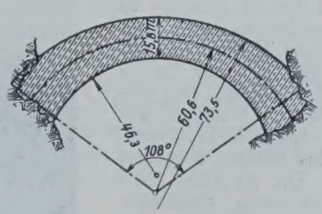


Abb. 4c.

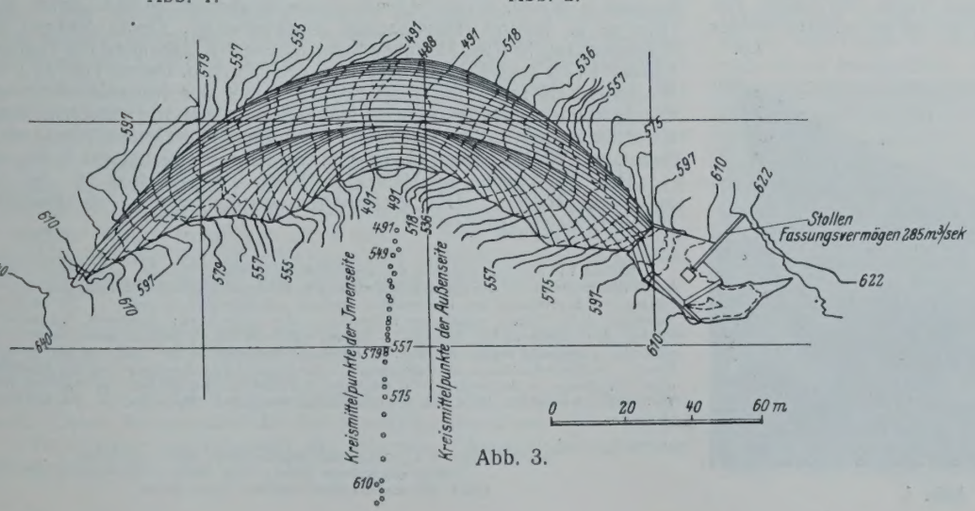


Abb. 3.

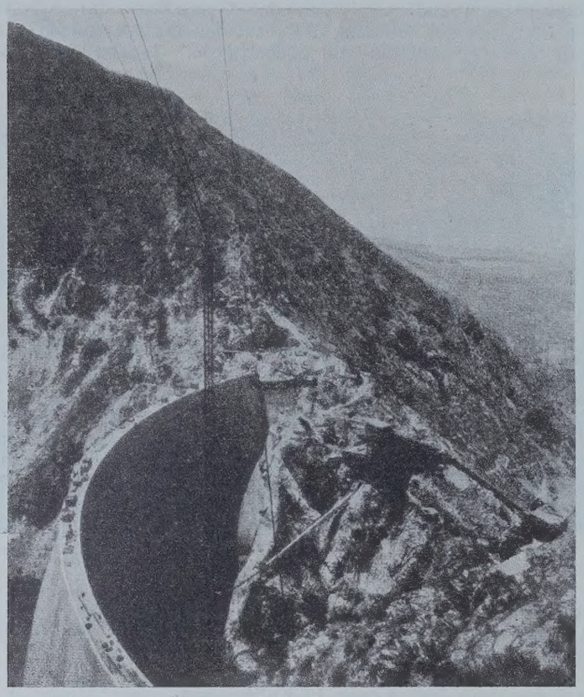


Abb. 5.

versehene Rohre sowie durch einen seitlich 20 m unter der Dammkrone in den Felsen getriebenen Stollen von 4,5 m Durchm. abgeführt.

Der Damm (Abb. 1 bis 3) ist 102 m hoch über dem Flußbett und 114 m hoch über dem tiefsten Punkte der Gründungssohle und damit gegenwärtig der höchste Damm in den V. St. A. Seine Länge beträgt in der Höhe des Flußbettes 18 m, die Kronenlänge 195 m, die untere Dicke 30,5 m, die obere 3,1 m. Die Wölbung ist auf der Innen- und Außenseite sowie in den verschiedenen Höhen verschieden. Sie ist nach Kreislinien geformt, und zwar schwankt die der stromauf gelegenen Fläche zwischen 302 m oben und 52 m Halbmesser unten. Die höchsten Beanspruchungen des ohne Eiseneinlagen aus Beton hergestellten Dammes sind bei gefülltem Becken 35 kg/cm² Druck an der Innenseite des untersten Widerlagers und 7 kg/cm² Zug an der Außenseite. Abb. 4 zeigt einige Querschnitte des Dammes in verschiedenen Höhen, Abb. 5 eine Ansicht des Dammes.

Der Baugrund besteht aus Granit, der bis ziemlich tief unter die Oberfläche zerklüftet und weich war. Daher war mitunter ein Aushub von 18 bis 24 m erforderlich, bevor der gesunde, feste Felsen angetroffen wurde. Um die Sicherheit der Gründung und ihre Wasserdichtigkeit zu erhöhen, wurden in den Felsen Rinnen von 6 auf 9 m geschlagen. Nachdem diese etwa 3 bis 4,5 m hoch mit Beton überdeckt waren, wurden sie unter Luftüberdruck mit Zementmörtel gefüllt, wobei die Luft durch in den Deckbeton eingesetzte, 5 cm starke Rohre entweichen konnte.

Der Beton wurde in Schichten von 1,5 m Stärke aufgebracht, die miteinander nut- und federartig verbunden wurden. In 15 m Abstand sind senkrechte Fugen vorgesehen, die von der Krone bis 12 m über die Sohle reichen. Jede Fuge ist doppelt durch Asphalt und Streifen aus geglühtem Kupfer gedichtet.

Der Beton wurde sehr sorgfältig zusammengestellt, um größtmögliche Dichte und Gleichmäßigkeit zu erzielen. Der Sand wurde bis zu 6 mm Korngröße zusammengestellt; die groben Zuschlagstoffe, Kies und Schotter, bestanden aus drei Größen: Kies 6 bis 19 mm, 19 bis 28 mm und Schotter 28 bis 100 mm. Der Zementanteil betrug 225 l auf 1 m³ Beton, der Wasser-Zement-Faktor 1,0 bis 1,2. Die Schalung wurde aus Tafeln von 1,5 m Höhe und 3,0 m Breite zusammengesetzt, die bis zu zehnmal wieder verwendet wurden. Lp.

Bruch einer Zwischenwand von den Absetzbecken einer Filteranlage in Baltimore. Nach einem Bericht in Eng. News-Rec. vom 11. April 1929 brach am 22. März d. J. die Trennwand zwischen den Absetzbecken 1 und 2 der Filteranlage in Baltimore, als das Becken 2 geleert war. Die im Jahre 1915 auf lockerem Felsboden gegründeten Becken haben eine Grundfläche von etwa 70 × 96 m. Die Eisenbetonwände haben einen ⊥-förmigen Querschnitt,

Abb. 1.

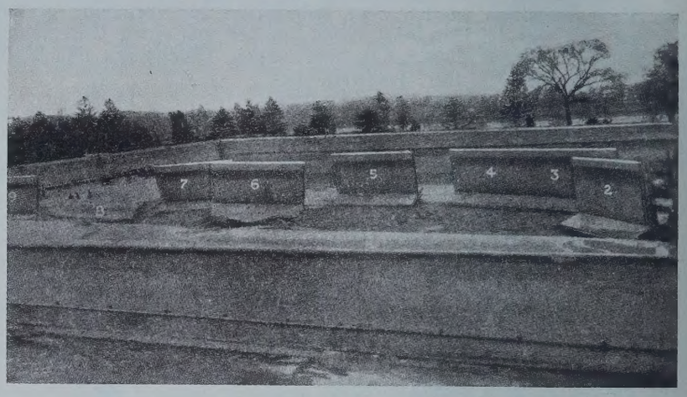


Abb. 2.

der aus Abb. 1 ersichtlich ist. Die an die Grundplatten der Wände angrenzenden Beckensohlen sind nicht bewehrt. Die Außenwände sind von einem Erdwall gestützt. In Abb. 2 ist die zerstörte Zwischenwand zu erkennen, die durch den Wasserdruck in einzelne Abschnitte zerbrochen und weit in das Innere des leeren Nachbarbeckens geschoben wurde. Zs.

54. Deutscher Architekten- und Ingenieurtag Hamburg 1929. Die mit dem 70jährigen Stiftungsfeste des Architekten- und Ingenieur-Vereins zu Hamburg verbundene Tagung findet statt vom 4. bis 6. September in Hamburg. Mittwoch, den 4. September, 10,30 Uhr: Festsitzung (70jähriges Stiftungsfest des Hamburger Vereins) im Patriotischen Gebäude. 21 Uhr gelegentlich des Begrüßungsabends kurzer Vortrag von Baurat Bösling über Hamburgs bauliche Entwicklung, daran anschließend Erläuterung der Ausflüge durch Baurat Brands. — Donnerstag, den 5. September: Abgeordneten-Versammlung im Bürgerschaftsaal des Rathauses. — Freitag, den 6. September: Wanderversammlung im großen Saale des Curiohauses; Vorträge: Reg.-Baumeister Dr.-Ing. Briske über „Deutsche Bauunternehmungen im Auslande" und Oberbaudirektor Prof. Dr.-Ing. Schumacher über „Die Zeitgebundenheit der Architektur". — Im Anschluß an die Tagung: Sonnabend, den 7. September: Besichtigungen.

Technische Hochschule Karlsruhe. Die Würde eines Ehrenbürgers ist verliehen worden dem Baudirektor Dr.-Ing. Heinrich Helbing in Essen in Anerkennung seiner hervorragenden Ingenieurleistungen im rheinisch-westfälischen Industriegebiet und in Anerkennung der Förderung wissenschaftlicher Arbeit im Interesse der Allgemeinheit.

Technische Hochschule Hannover. Die akademische Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber ist verliehen worden dem Direktor Hermann Tonnemacher in Berlin-Lichterfelde, in Anerkennung seiner hervorragenden Verdienste um die Entwicklung und Förderung des Kraftmaschinen- und Kraftwerkbaues.

Personalnachrichten.

Preußen. Der Regierungsbaurat (W.) Danneel in Torgau ist zum Vorstand des Wasserbauamts daselbst ernannt worden.

Zu Regierungsbauräten ernannt und als solche planmäßig angestellt sind die Regierungsbaumeister (W.) Otto v. Buschmann beim Kanalbauamt in Peine, Paul Kienast beim Wasserbauamt in Norden, Friedrich Voss (beurl.), Joseph Untiedt (beurl.), Karl Behrends beim Wasserbauamt in Harburg-Wilhelmsburg, Albert Seggelke beim Hafenbauamt in Pillau, Ernst Thiel beim Wasserbauamt in Husum, Otto Wöltinger in Dagebüll (Wasserbauamt Husum), Otto Bodenschatz beim Kanalbauamt in Wesel, Werner Contag beim Neubauamt in Eberswalde, Bruno Hampe in Woltorf (Kanalbauamt Braunschweig), Georg Seidel beim Wasserbauamt in Kiel, Hermann Simon beim Wasserbauamt I in Hannover, Gustav Früh (beurl.), Karl Zechlin und Dr.-Ing. Anton Hansen beim Wasserbauamt in Berlin, August Knoke bei der Kanalbauabteilung in Essen, Waldemar Mügge beim Staubeckenbauamt in Ottmachau, Gustav Keil in Hamm i. Westf., Bernhard Wedler und Gerold Westermann (beurl. zum RVM), Edzard Germelmann beim Wasserbauamt in Cöpenick.

Das Neubauamt in Hamm i. Westf. ist mit dem 10. Juli 1929 aufgelöst worden. Die Restarbeiten werden vom Wasserbauamt in Hamm i. Westf. erledigt.

INHALT: Die Unterführung der Reichsbahn Magdeburg—Stendal unter dem Mittellandkanal (Fortsetzung). — Der Schwebelift, eine neue Bauweise von Luftseilbahnen (Schluß.) — Ein Beitrag zur Berechnung der Einflußlinien statisch unbestimmter Systeme. — Die ungünstigste Belastung durch Platten verankerter Bollwerke. — Vermischtes: Geheimrat M. Rudeloff †. — Kosten des Hafenbaues von Gdingen. — Tagung zur Feier des 60jährigen Bestehens des Zentralvereins für Deutsche Binnenschiffahrt. — Hölzerne Straßenbrücke über die Aare bei Bremgarten-Bern. — Pacoima-Staudamm in Kalifornien. — Bruch einer Zwischenwand von den Absetzbecken einer Filteranlage in Baltimore. — 54. Deutscher Architekten- und Ingenieurtag Hamburg 1929. — Technische Hochschule Karlsruhe. — Technische Hochschule Hannover. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

7. Jahrgang — BERLIN, 16. August 1929 — Heft 35

Alle Rechte vorbehalten.

Ermittlung der Schwemmstofführung in natürlichen Gewässern.

Referat für Erforschung der Geschiebebewegung bei der Bayerischen Landesstelle für Gewässerkunde[1]).

Die vom Wasser fortgeführten Sinkstoffe werden, wenn man vom Treibzeug absieht, in zwei Gattungen geschieden, in Geschiebe und Schwemmstoffe. Als Geschiebe bezeichnet man Kies und Sand, dessen einzelne Körner sich rollend oder sprungartig auf der Sohle oder in deren nächster Nähe fortbewegen, während unter Schwemmstoff Sand oder Schlick zu verstehen ist, den die Strömung des Wassers dauernd in Schwebe zu halten vermag. Eine Begrenzung der beiden Gattungen nach der Korngröße kann nicht getroffen werden, da je nach der Heftigkeit der Strömung Sinkstoffe verschiedener Korngröße in Schwebe erhalten werden können, so daß Beimengungen bestimmter Korngrößen für den einen Fluß noch als Schwemmstoff angesprochen werden müßten, die für einen anderen Fluß mit wenig lebhafter Wasserbewegung bereits als Geschiebe zu gelten haben. Diese Tatsache hat Dr. Ph. Krapf veranlaßt, statt der undeutlichen Bezeichnung „Schlamm", die in diesem Zusammenhange vielfach gebraucht wird, den Ausdruck „Schwemmstoff" einzuführen[2]).

Die Kenntnis der Schwemmstofführung ist bei allen Aufgaben des Flußbaues oder der Wasserkraftausnutzung, dei denen die Verlandung eine Rolle spielt, meist von noch größerer Wichtigkeit als die Geschiebeführung, da es sich bei ihr um weit größere Massen handelt. Um die Gesamtmenge der von einem Fluß innerhalb einer gewissen Zeit geförderten Schwemmstoffe ermitteln zu können, muß die Schwemmstoffdichte bestimmt werden, d. h. der Gehalt der Raumeinheit Wasser an Schwemmstoffen; diese mit der sekundlichen Wassermenge multipliziert ergibt die sekundliche Schwemmstofführung und deren Summierung über die Zeit dann die gesamte Menge. Die Schwemmstoffdichte selbst wird aus dem Schwemmstoffgehalt einzelner Wasserproben berechnet. Die Frage der Schwemmstofführung erscheint also, im Gegensatze zur Geschiebeführung, verhältnismäßig einfach und kann bei entsprechendem Beobachtungsmaterial auch mit ziemlicher Genauigkeit gelöst werden. Zur Gewinnung sicherer Ergebnisse gilt es aber doch noch einige nicht von vornherein selbstverständliche Punkte zu klären: nämlich die Verteilung der Schwemmstoffdichte im nassen Querschnitt, die Abhängigkeit der Schwemmstoffdichte vom Wasserstande und den Raumbedarf der Schwemmstoffe nach der Ablagerung. Um die Vorgänge bei der Schwemmstofführung zu erforschen und diese selbst ihrer Größe nach zu ermitteln, hat das Geschiebereferat der Bayer. Landesstelle für Gewässerkunde seit einigen Jahren Messungen durchgeführt, über deren Ausführung und Ergebnisse im nachfolgenden berichtet werden soll.

Die Geräte zur Entnahme von Schöpfproben.

Bei vielen Mitteilungen über Schwemmstoffmessungen ist über das verwendete Gerät und die Art der Auswertung der Messungsergebnisse nichts gesagt, so daß über die Zuverlässigkeit und Genauigkeit der mitgeteilten Ergebnisse kein Urteil möglich ist. Dr. Krapf hat bei seinen langjährigen Messungen am Rhein bei Lustenau, 7 km oberhalb der heutigen Mündung des Rheins in den Bodensee, ein kleines Schöpfgefäß von $^1/_2$ l Inhalt verwendet, mit dem von einer Brücke aus stets an der gleichen Stelle aus der Oberfläche des Flusses eine Wasserprobe entnommen wurde. Der Schwemmstoffgehalt wurde anfangs durch Absitzenlassen in eingeteilten Standgläsern in cm³ bestimmt; da sich aber die Mengenbestimmung trotz größter Sorgfalt als ungenau erwies, ging man später zur Gewichtsbestimmung durch Abfiltrieren, Trocknen und Wiegen des abgesetzten Schwemmstoffes über. Die so erhaltene Schwemmstoffdichte wurde auch als mittlere Schwemmstoffdichte des ganzen Flußquerschnittes betrachtet. Krapf hat wie auch andere angenommen, daß in rasch fließenden Gewässern mit verhältnismäßig geringen Tiefen die durch die Unebenheiten der Sohle und die Richtungsänderungen des Wasserlaufes verursachten Wirbelbewegungen das Wasser so innig vermengen, daß die Schwemmstoffe über den ganzen Querschnitt gleichmäßig verteilt werden. Collet[3]) dagegen teilt mit, daß an der Rhône bei Sion der Schwemmstoffgehalt in der Mitte größer gefunden wurde, doch konnte eine allgemeine Gesetzmäßigkeit wegen der geringen Zahl der Messungen nicht nachgewiesen werden. Messungen an sehr tiefen und langsam fließenden Gewässern, wie am Mississippi[4]), zeigten eine Zunahme der Schlammdichte gegen den Grund zu. Wenn nun auch im letzteren Falle außerordentliche Verhältnisse vorliegen, aus denen auf die Eigenschaft bei mittelgroßen Flüssen kein Rückschluß gezogen werden darf, so fehlte es doch an einwandfreien Messungen, die die Richtigkeit der Anschauung über die gleichmäßige Schwemmstoffverteilung bewiesen oder die zeigten, bis zu welcher Grenze diese Annahme gemacht werden dürfe, ohne zu große Fehler zu begehen.

Abb. 1c.

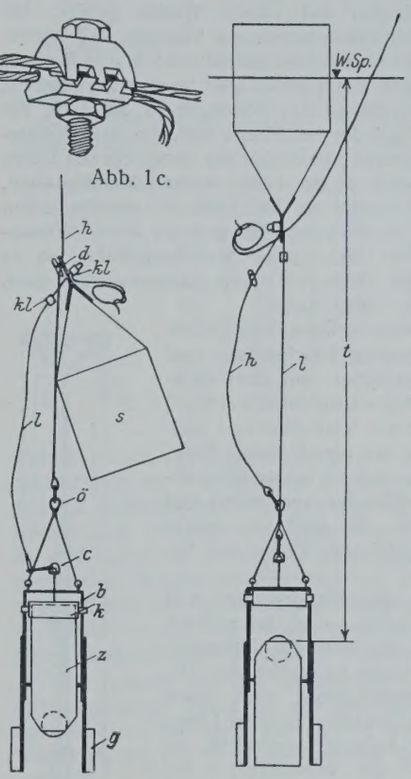


Abb. 1a. Abb. 1b.

Wasserschöpfer mit Schwimmer.

Nun ist aber die Entnahme von Wasserproben zum Zwecke der Erforschung der Schwemmstoffverteilung nur mit einem besonderen Geräte möglich, das die Entnahme von Wasserproben aus einer vorausbestimmten Stelle des Flußquerschnittes gestattet, die Wasserprobe so schöpft, wie sie tatsächlich im Flusse dahingleitet und eine Vermischung des entnommenen Wassers während des Herausziehens mit dem Wasser anderer Tiefen ausschließt. Ob es nun einen solchen Apparat von zuverlässiger Wirkungsweise schon gegeben hat, ist nicht bekannt. Es wurde daher die Ausbildung eines geeigneten Wasserschöpfers veranlaßt, der in Abb. 1a u. 1b schematisch wiedergegeben ist und die gestellten Bedingungen erfüllt[5]). Der Grundgedanke für diese Erfindung war, daß der Wasserschöpfer während des Schöpfens mit der Fließgeschwindigkeit des Wassers frei schwimmen soll, so daß das mit Sinkstoffen beladene Wasser nicht an dem Gefäß vorbeifließen kann und nur das Wasser eines Querschnittes zur Untersuchung kommt.

Der Wasserschöpfer besteht aus dem eigentlichen Schöpfgefäß, einem Schwimmer und zwei Seilen. Abb. 1a zeigt das Gerät vor dem Einbringen in das Wasser an dem „Halteseil" *h* hängend. Das Schöpfgefäß, der Halbzylinder *Z*, ist in dem Bügel *b* drehbar aufgehängt und wird durch die an dem Bügel verschiebbare Kappe *k* mit der konusförmigen Öffnung nach unten festgehalten. Im Inneren des Halbzylinders befindet sich ein Gummiball von etwas größerem Durchmesser als die Öffnung des konischen Zylinderansatzes. Mit der Kappe *k* ist durch eine drehbare Öse *c* mittels Schäkel das „Löseseil" *l*, ein Drahtseil, verbunden, das durch das eine Loch der Doppelöse *d* am Schwimmer *s* geht. Dieser wird durch die Klemmschrauben *kl* auf eine bestimmte Tiefe eingestellt, wobei das Drahtseil durch die obere Klemmschraube doppelt durchzuführen ist (Abb. 1c), um eine genügende Klemmung zu erreichen. Die einzustellende Tiefe wird bei gestrecktem Löseseil *l* von der Mitte des oberen Schwimmerteiles bis zur Oberkante des umgekippten Zylinders gemessen (Abb. 1b). Der Wasserschöpfer wird am Halteseil *h* mittels Karabinerhakens an der Öse *ö* aufgehängt; das Aufhängeseil *h* wird durch das andere Loch der

[1]) Mit den Arbeiten über die Schwemmstofführung war Reg.-Baurat Düll betraut, der auch diesen Bericht verfaßte. Der Referent für Geschiebeführung: Oberregierungsrat Schreitmüller.

[2]) Dr. Ph. Krapf: Die Schwemmstofführung des Rheines und anderer Gewässer. Österr. Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst 1919, Heft 48.

[3]) Dr. Collet: Le Charriage des alluvions. Annalen der Schweizer Landeshydrographie 1916.

[4]) Dr. Collet: S. 18.

[5]) Der hier beschriebene Wasserschöpfer ist in seiner ursprünglichen Form erfunden von Flußmeister Höchstetter in Wolfratshausen (Oberbayern) und ist zum Patent angemeldet; die Bezugskosten des Apparates einschließlich Lizenz betragen 80 R.-M.

Doppelöse *d* lose hindurchgeführt, und unterhalb der letzteren wird ein Knebel (Karabinerhaken) derart befestigt, daß bei gestrecktem Aufhängeseil *h* der Schwimmer wohl hochgehalten wird, das Löseseil *l* aber nicht gespannt ist. Das Aufhängeseil läuft von einem Haspel aus, der am Brückengeländer befestigt ist.

Wird nun der Wasserschöpfer in das Wasser gelassen, so sinkt das Schöpfgefäß, durch die Gewichte *g* in senkrechter Stellung gehalten, unter, ohne sich aber zunächst zu füllen, weil die Luft nicht aus dem Zylinder entweichen kann. Erst wenn der Schwimmer *s* auf das Wasser auftrifft, sich senkrecht einstellt und der Wasserschöpfer die eingestellte Tiefe erreicht hat, spannt sich das Löseseil, die Kappe *k* wird vom Zylinderende selbsttätig abgezogen, der Zylinder kippt infolge der Beschwerung seines Bodens mit Blei nach unten um und schöpft Wasser, bis der aufsteigende Gummiball die Öffnung schließt. Beim Versenken des Schöpfers ist rasch viel Seil nachzugeben, damit er sofort von der Wasserströmung mitgenommen und einige Sekunden frei mit ihr treiben kann. Die aufsteigenden Luftblasen zeigen die Beendigung der Füllung an, worauf der ganze Apparat mittels Haspel und Halteseil eingeholt wird. Eine Schöpfprobe faßt 2 l.

Der Wasserschöpfer arbeitet auch bei rasch fließenden Gewässern zufriedenstellend. Zur Nachprüfung der Zuverlässigkeit des Ballverschlusses wurde der Wasserschöpfer mit klarem Wasser gefüllt, bei einem Hochwasser mit starker Schwemmstofführung versenkt und wieder herausgezogen; eine Trübung des im Zylinder enthaltenen klaren Wassers war nicht eingetreten. Nicht ganz einwandfrei aber ist die Verwendung bei großen Wassertiefen, weil während des Ablassens in die Tiefe der wachsende Wasserdruck die im Zylinder enthaltene Luft, die dem Wassereintritt ja wehren soll, zusammendrückt und Wasser aus verschiedenen Tiefen eintreten läßt. Bei geringen Tiefen ist der Fehler verhältnismäßig klein, bei 10 m Tiefe aber ist die Luft bereits auf die Hälfte des ursprünglichen Volumens zusammengedrückt. Nicht anwendbar aber ist dieser Wasserschöpfer für die Erforschung der bodennahen Wasserschichten, da er höchstens bis auf $^1/_2$ m über die Flußsohle herabgelassen werden darf, damit er, ohne zu streifen, noch kippen kann.

Für die Entnahme von Wasserproben unmittelbar über der Sohle ist der im folgenden beschriebene und in Abb. 2 dargestellte Apparat geeignet, mit dem ebenfalls eine größere Anzahl Messungen ausgeführt wurden.[6]) Der Apparat gestattet wegen seiner Verstellbarkeit auch die Entnahme von Wasserproben aus verschiedener Tiefe, seine Handhabung hat sich aber als zu schwerfällig erwiesen, um ihn unter allen Verhältnissen verwenden und allgemein einführen zu können. Er muß von einem niederen Steg oder einer festgeführten Fähre aus bedient werden.

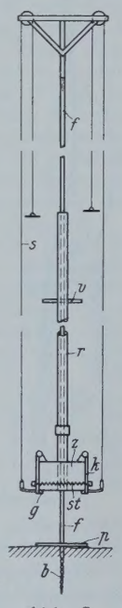


Abb. 2. Wasserschöpfer mit Peilstange.

Der Wasserschöpfer *Z* — ein Eisenzylinder von 25 cm Länge und 16 cm Lichtweite — ist am unteren Ende eines Rohres *r* befestigt, das über die Führungsstange *f* geschoben und längs dieser beweglich ist. Die Führungsstange wie das Überschraubrohr sind durch Abnahme oder Einsetzen von Teilstücken in ihrer Länge veränderlich; sie sind in dm-Teilung durchlocht, so daß der Wasserschöpfer mittels des Vorsteckers *v* auf bestimmte Tiefe eingestellt werden kann. Die Führungsstange wird mit einem oben aufzusetzenden Steckschlüssel mittels des Schlangenbohrers *b* bis zur Fußplatte *p* in die Flußsohle gebohrt. Der Zylinder *Z* trägt hinten und vorn die Klappen *k*, die durch die starken, doppelt wirkenden und außerhalb des Zylinders angeordneten Stahlfedern *st* gegen die mit Falz und Gummidichtung versehenen Zylinderränder *g* gepreßt werden. In der gewünschten und an der Führungsstange eingestellten Tiefe werden mittels des Seilzuges *s* die Klappen hochgezogen, so daß das Wasser ungehindert den Zylinder durchströmt, bis infolge Loslassens des Seilzuges die Klappen sich wieder schließen, worauf die im Zylinder aufgefangene Wasserprobe herausgehoben und entnommen werden kann.

Die Einzelmessungen.

Das Ziel der Schwemmstoffmessungen ist die Ermittlung der innerhalb einer Hochwasseranschwellung transportierten Gesamtmenge aus der sekundlichen Wassermenge und der sekundlichen Schwemmstoffdichte. Während nun die sekundliche Wassermenge aus Wassermessungen und dem Pegelstand abgeleitet werden kann, ist die Schwemmstoffdichte, wie später gezeigt wird, hiervon nicht abhängig; da sie außerdem noch sehr raschen und starken Schwankungen unterworfen ist, sind sehr viele Wasserproben notwendig, wenn man ihren Verlauf zusammenhängend verfolgen will. Aus praktischen Gründen lassen sich nicht alle nötigen Messungen als „Voll-Messungen" über den ganzen Flußquerschnitt ausführen, und es wird deshalb der größere Teil als „Einzel-Messungen" nur in einem Punkte des Flußquerschnittes ausgeführt. In diesem Falle werden die Wasserproben im Stromstrich aus der Oberfläche oder wenig unterhalb dieser geschöpft. Die ausgeführten Vollmessungen erlauben die Aufstellung der Beziehung zwischen der gemessenen mittleren Schwemmstoffdichte und der Schwemmstoffdichte an der Oberfläche, wonach das Ergebnis der Einzelmessungen dann zu verbessern ist. Wenn man die für die Schwemmstofführung maßgebenden Verhältnisse einer Meßstelle durch genügend zahlreiche Vollmessungen aufgedeckt hat, kann man die Vollmessungen noch mehr einschränken und dadurch die Arbeit sehr vereinfachen. Bei der Entnahme an der Oberfläche muß beim Wasserschöpfer des Systems Höchstetter der Schwimmer weggelassen und der Schöpfzylinder allein in umgekippter Stellung zu Wasser gelassen oder mit einem Kübel geschöpft werden.

Die Schöpfprobe und ihre Verarbeitung.

Um die Verteilung der Schlammdichte über den Querschnitt zu erhalten, wurden, hauptsächlich mit dem Wasserschöpfer System Höchstetter, im allgemeinen in drei Lotrechten des Flußquerschnittes aus je zwei bis drei Entnahmepunkten verschiedener Tiefe Wasserproben entnommen. Da sowohl nach Beobachtungen wie nach Messungen die Schwemmstofführung schwallweise aufzutreten scheint, wird zur Gewinnung von Durchschnittswerten in jedem Entnahmepunkte drei- bis viermal geschöpft und diese Schöpfproben in einem Kübel zusammengegossen, so daß eine Wasserprobe im ganzen etwa 6 bis 8 l umfaßt. Der Kübel mit den Wasserproben wird hierauf in einen geschützten Raum in der Nähe der Meßstelle verbracht; nach Entnahme aller Wasserproben für eine Messung wird dort filtriert.

Es wurde schon eingangs die Erfahrung erwähnt, daß die in einer Wasserprobe enthaltenen Schwemmstoffmengen nur durch Gewichtsbestimmung in trockenem Zustande hinreichend genau festgestellt werden können. Eigene Versuche haben dies in vollem Umfange bestätigt, so daß der Schwemmstoffgehalt durch Filtrieren, Trocknen und Wägen bestimmt wird. Als Filter kommen Filterpapier und Filtertücher zur Anwendung. Die Arbeiten mit dem Filtrierpapier sind wohl fehlerfrei, erfordern aber eine gewisse Vorsicht und größere Sorgfalt, so daß sie nur an jenen Meßstellen in Frage kommen, wo geeignete Leute eingearbeitet werden können und eine entsprechende Räumlichkeit für ein ungestörtes Arbeiten vorhanden ist. Da das Filtrieren mit Papier sehr langsam vor sich geht, sind eine größere Anzahl Kübel zur Aufbewahrung der Wasserproben und Trichter mit Auffanggefäßen (aus Blech) erforderlich (Abb. 3). Wo diese Voraussetzungen nicht gegeben sind, wird als Filter ein dichter weißer Baumwollstoff (Hemdenstoff) verwendet, der in runde Flecke von

Abb. 3. Filtriergestelle. (Meßstelle Staudach an der Tiroler Ache.)

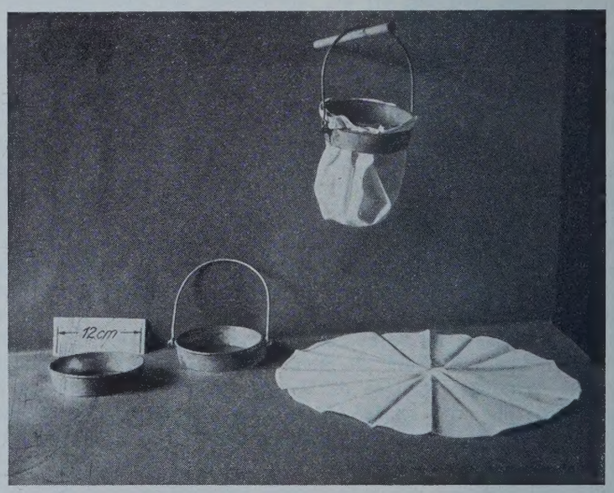


Abb. 4. Filtersack mit Aufhängung.

[6]) Dieser Apparat ist erdacht von Flußmeister Keller in Füssen (Oberbayern); er ist nur als Einzelstück hergestellt.

40 cm Durchm. geschnitten und gesäumt ist. Die einzelnen Filtertücher werden in einem aufhängbaren Ring mittels inneren Spannringes eingespannt, so daß ein nahtloser Filtersack entsteht (Abb. 4). Dieses Filter hält besonders am Anfange des Filtriervorganges, wo die Poren des Stoffes sich noch nicht verlegt haben, nicht alle Sinkstoffe zurück, das Ergebnis ist daher mit einem gewissen Fehler behaftet, der bei kleinerem Rückstand prozentual größer ist als bei einem größeren Filterrückstand. Die Größe dieses Fehlers muß des öfteren durch nochmaliges Filtrieren des abgelaufenen Wassers mittels Filterpapiers bestimmt werden. Die den verschiedenen Filtermengen entsprechenden Fehlergrößen ergeben eine Kurve nach Abb. 5.

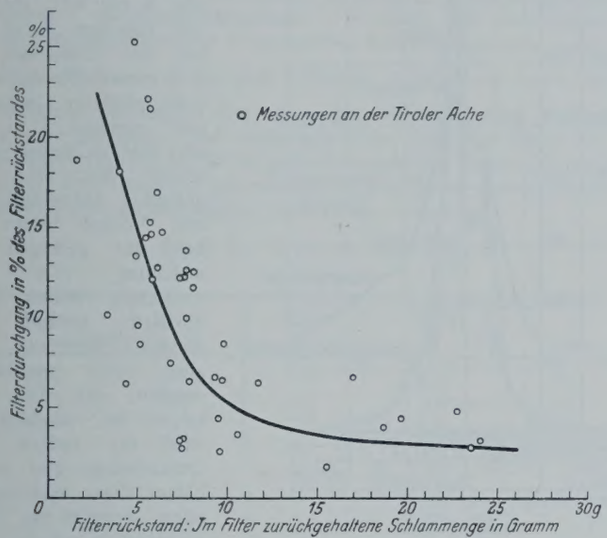


Abb. 5. Beziehung zwischen Filterdurchgang und Filterrückstand. (Gültig für die Filtertücher Nr. 21 bis 384 und das Jahr 1926.)

Da die Filtertücher bei mehrmaligem Gebrauch ihre Durchlässigkeit verändern, ist die Kurve von Zeit zu Zeit neu aufzustellen. Aus Abb. 5 ist ersichtlich, daß die Ungenauigkeit besonders bei kleineren Mengen sehr groß ist; da aber die Tage mit geringer Schwemmstofführung, selbst wenn sie häufig sind, gegenüber den wenigen Hochwassertagen mit ihren großen Schwemmstoffmengen nicht ins Gewicht fallen, kann dieser Mangel der Stoffilter in Kauf genommen werden, zumal in manchen Fällen auf Messungen sonst überhaupt verzichtet werden müßte, wo die aufgestellten Beobachter mit dem empfindlichen Papier nicht zurechtkommen.

Nach Beendigung des Filtrierens werden die Filter an der Luft getrocknet und in besonderer Versandkiste an die Zentralstelle eingesandt, um dort wieder gewogen zu werden, nachdem sie schon vor Hinausgabe in leerem Zustande gewogen waren. Die Wägung geschieht auf einer pharmazeutischen Waage auf $^1/_{100}$ g genau. Vor der Wägung werden die Filter in einem elektrisch geheizten Trockenofen je 10 min getrocknet und dann 15 min im Zimmer aufgehängt. Bei diesem Verfahren sind die Filter zwar nicht völlig wasserfrei, sondern sie haben ihrer hygroskopischen Eigenschaft wegen aus der Zimmerluft wieder etwas Feuchtigkeit aufgenommen, aber das Wiegen bei völliger Trocknung würde besondere Maßnahmen erfordern. Kontrollmessungen an feuchten Tagen und trockenen Tagen haben die Zulässigkeit dieses Verfahrens für den hier angestrebten Genauigkeitsgrad erwiesen. Die Filter sind fortlaufend numeriert, so daß über ihre Verwendungsstelle und ihr Gewicht vor und nach der Verwendung Buch geführt werden kann. Die Ergebnisse der Messungen werden mit anderen wissenswerten Angaben in Formblätter eingetragen und ausgewertet, wie es nebenstehende Tabelle 1 zeigt. Für die aufgestellten Beobachter ist eine eingehende Anweisung herausgegeben, die neben der mündlichen Unterweisung eine einheitliche Behandlung ermöglichen soll.

Auswertung der im Formblatt verarbeiteten Schöpfproben.

Die Berechnung der Schwemmstoffdichte aus dem Gewichte des Filtrates und der Größe der Wasserprobe geht aus den Eintragungen der Tabelle I ohne weiteres hervor. Etwas umständlicher ist die Bestimmung der mittleren Schwemmstoffdichte aus den bei der Vollmessung für verschiedene Punkte des Querschnittes erhaltenen Schwemmstoffdichten. Zur theoretisch richtigen Ermittlung der mittleren Schwemmstoffdichte eines Querschnittes müßte man diesen entsprechend den vorhandenen Entnahmepunkten in Zonen einteilen, und die jeder Zone zukommende sekundliche Wassermenge mit der zugehörigen Schwemmstoffdichte multiplizieren und diese Produkte über den Querschnitt integrieren, und dann das Mittel bilden. Zu diesem Zwecke müßte jedesmal mit einer Vollmessung gleichzeitig eine Wassermessung ausgeführt werden,

Tabelle I.

Betreff: **Geschiebeführung**		**Wasserproben**
Gewässer: *Lech*	Nächster Pegel: *Füssen*	Amt: *Bauamt Kempten*
Fluß-km: *166,225*	Pegelstand: + *145*	Datum und Zeit: *19. September 1927, 15^{30}—16^{30}* h
Probe Nr. *257*	Sekundliche Wassermenge: *220* m³/sek	Name und Dienstgrad des Aufnehmenden: *Keller, Flußoberaufseher*
Wassertrübung: (milchig, gelblich, kaffeebraun) *kaffeebraun*	Treibzeug: *stark*	Ursache der Anschwellung: (lokale Gewitter, wo? Schneeschmelze, Landregen) *Landregen und Schneeschmelze im Hochgebirge infolge Föhneinflusses*
Allgemeine Bemerkungen und Querschnittskizze:		

1	2	3	4	5	6	7[1])	8[2])	9
Wasserproben			Filtersäckchen oder Papier	Filtergewicht		Schwemmstoffmenge		Bemerkungen
Profillotrechte	Entnahmetiefe	Menge		leer	mit Rückstand	im ganzen	je Einheit	
	m	l	Nr.	g	g	g	g/m³	
I	Oberfl.	8,4	720	7,26	14,73	7,47	888	[1]) Spalte 7
I	1,0	8,4	721	7,40	16,08	8,68	1033	= Spalte 6
I	1,40	8,4	722	7,61	16,81	9,20	1095	— Spalte 5
II	Oberfl.	8,4	723	7,66	14,73	7,07	842	[2]) Spalte 8
II	1,0	8,4	724	7,43	16,64	9,21	1096	= 1000 ×
II	1,90	8,4	725	7,64	20,32	12,68	1509	× Spalte 7 / Spalte 3
III	Oberfl.	8.4	726	7,55	14,45	6,90	821	
III	1,0	8,4	727	7,37	14,74	7,37	877	
III	1,90	8,4	728	7,22	16,10	8,88	1056	

was aber, außer in Einzelfällen, wegen des großen Arbeitsaufwandes nicht durchführbar ist. Ferner weist erfahrungsgemäß die Schwemmstofführung dauernd zufällige Schwankungen auf, die nicht vollkommen erfaßbar sind, so daß eine so große Genauigkeit der Auswertung praktisch nutzlos ist. Es wird daher nur ein Annäherungsverfahren angewandt, indem man die gemessenen Schwemmstoffdichten mit Verhältniszahlen multipliziert, die entsprechend der Abnahme der Wassergeschwindigkeit gegen die Tiefe zu abnehmen und nach Wassermessungen, die unter ähnlichen Verhältnissen ausgeführt sind, ungefähr eingeschätzt sind.

Als Beispiel sei die Auswertung einer Vollmessung am Lech bei Füssen gezeigt. Der Lech tritt hier, aus Tirol kommend, in das Alpenvorland ein, hat noch ein Gefälle von 2,7 bis 3,4 ‰, eine mittlere Wasserführung von 65 m³/sek und eine Hochwasserführung von 300 m³/sek,

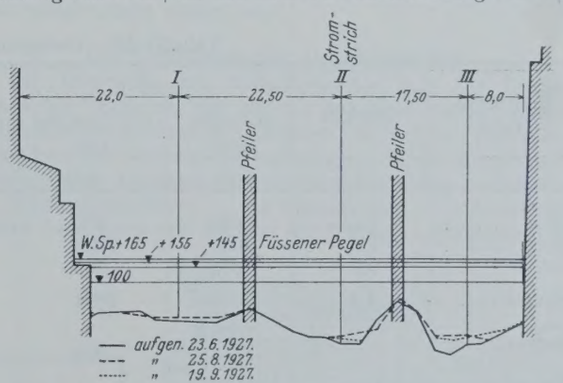


Abb. 6. Querschnitt des Lech bei Füssen an der Meßstelle.

die sich bis zur Höchstwasserführung von 1000 m³/sek steigern kann; bisher wurde als HHW-Menge 950 m³ gemessen. Die Messungen werden hier von der Brücke in Füssen aus gemacht. Abb. 6 gibt den Flußquerschnitt an dieser Stelle wieder, mit Einzeichnung des Wasserstandes, bei dem die Messung gemacht wurde, und der drei Profillotrechten I, II, III, in denen die Wasserproben entnommen wurden. Es handelt sich hier nur um ein kleines häufig vorkommendes Hochwasser. In Tabelle II sind die Messungsergebnisse zusammengestellt und in Abb. 7 zeichnerisch aufgetragen. Man erkennt hier die Zunahme der Schwemmstoffdichte gegen den Stromstrich und gegen die Tiefe zu. Es sei hier aber aus-

drücklich bemerkt, daß andere Messungen wieder keinen sehr deutlichen Unterschied ergeben haben, besonders bei höherem Wasserstand, wo die raschere Wasserbewegung eine stärkere Durchwirbelung des Wassers zur Folge hat.

Tabelle II. Vollmessung am Lech bei Füssen.

Probe Nr.	Datum und Zeit	Pegelstand Füssen cm	Entnahmetiefe und Schlammdichte in der Profillotrechten					
			I		II		III	
			m	g/m³	m	g/m³	m	g/m³
257	19. IX. 1927 15³⁰—16³⁰ h	145 steigend	0	888	0	842	0	821
			1,00	1033	1,00	1096	1,00	877
			1,40	1095	1,90	1509	1,90	1056

Zur Einschätzung der Wassergeschwindigkeiten in den einzelnen Entnahmepunkten kann man sich auf eine an der gleichen Stelle am 12. Mai 1927 bei + 103 Füssener Pegel ausgeführte Wassermessung stützen. Da der Wasserschöpfer nur bis 0,5 m über der Sohle hinabgelassen werden kann, ohne aufzustoßen, erreicht er nie die Zone der kleinen Geschwindigkeiten, so daß die am untersten Entnahmepunkte vorherrschende Geschwindigkeit nicht viel von der mittleren Geschwindigkeit abweichen wird. Die Oberflächengeschwindigkeit beträgt erfahrungsgemäß

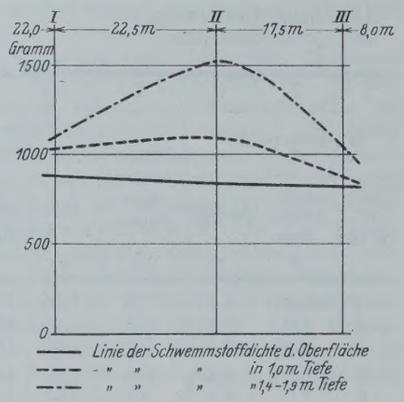


Abb. 7. Verteilung der Schwemmstoffdichte im Lech nach Messung Nr. 257.

$\frac{v_m}{0{,}9} = 1{,}1$ m/sek, wenn mit v_m die mittlere Geschwindigkeit des Querschnittes bezeichnet ist. Man kann daher schätzungsweise das Ergebnis der Wasserprobe

an der Oberfläche mit dem Gewicht	1,1
in der Mitte mit dem Gewicht . .	1,0
unten mit dem Gewicht	0,9
Summe	3,0

behaften. Die Verteilung der Wassermengen auf die einzelnen Brückenöffnungen ergab sich nach der Wassermessung fast genau proportional den nassen Querschnitten. Diese verhielten sich bei der Vollmessung am 19. September 1927, die mit Nr. 257 fortlaufend bezeichnet ist, für die Öffnungen I : II : III = 1 : 1,18 : 1,05. Dann berechnet sich die mittlere Schwemmstoffdichte des gesamten Querschnittes wie in Tabelle III geschehen:

Daneben ist noch zum Vergleich das rein arithmetische Mittel ohne Berücksichtigung der Wassergeschwindigkeiten und Wassermengenverteilung gebildet und zu 1024 g/m³ gefunden. Es verhält sich somit zum genauer berechneten Mittel wie 1024 : 1017 = 1 : 0,994. Die genauere Berechnung ergibt also nur um 0,6 % weniger als die Berechnung mit dem arithmetischen Mittel. Da schon den Wassermessungen bei Hochwasser nur 3 bis 5 % Genauigkeit zukommt, muß man bei der Ermittlung der Schwemmstoffmengen mit noch größerer Ungenauigkeit rechnen, so daß also hier in diesem Querschnitt des Lech eine genauere Auswertung keinen Vorteil bringt und bei der geringen Abweichung vom arithmetischen Mittel dieses durchaus genügt. Aus diesem Ergebnis darf aber nicht geschlossen werden, daß dies überall so ist, sondern man wird für andere Meß-Querschnitte und andere Flüsse diese erst auf die oben angegebene Weise untersuchen müssen.

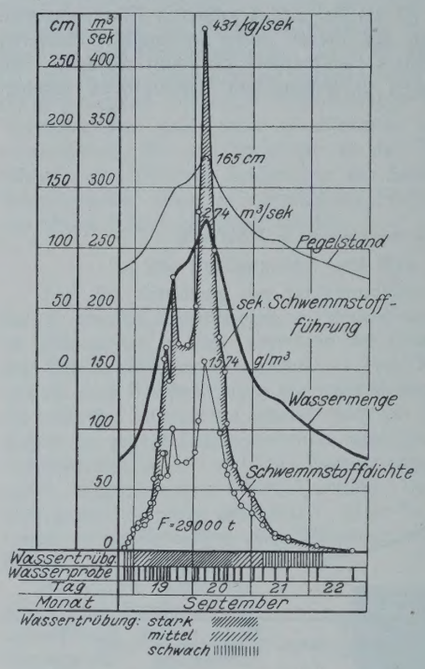


Abb. 8. Schwemmstofführung des Lech bei Füssen während des Hochwassers vom 19. bis 22. September 1927.

Als Verhältnis der mittleren Schwemmstoffdichte s_m zur Schwemmstoffdichte im Stromstrich an der Oberfläche (s_o) ergibt sich $\frac{s_m}{s_o} = \frac{1017}{842} = 1{,}21$, d. h. die mittlere Schwemmstoffdichte ist hier um 21 % größer als die an der Oberfläche im Stromstrich gemessene. Andere Messungen an der gleichen Stelle am Lech, aber bei anderen Wasserständen, haben wieder andere Ergebnisse gehabt. Es soll einem anderen Aufsatz vorbehalten bleiben, näher hierauf einzugehen, es sei aber schon hier gesagt, daß für diese Meßstelle bei den für die Schwemmstofführung wichtigen höheren Wasserständen mit im Mittel genügender Genauigkeit die Schwemmstoffdichte an der Oberfläche im Stromstrich als mittlere Schwemmstoffdichte angenommen werden kann. Auch diese Schlußfolgerung darf nicht verallgemeinert werden, sondern muß auf ähnliche Verhältnisse wie die vorliegenden beschränkt bleiben. Die mittlere Schwemmstoffdichte wird mit der zur Zeit der Messung

Tabelle III. Berechnung der mittleren Schwemmstoffdichte.

Entnahmetiefe	Gewicht	Profil I		Profil II		Profil III		Summe	Mittel
		gemessen g/m³	mit Gewicht g/m³	gemessen g/m³	mit Gewicht g/m³	gemessen g/m³	mit Gewicht g/m³		g/m³
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Oben	1,1	888	976	842	927	821	904		
Mitte	1,0	1033	1033	1096	1096	877	877		
Unten	0,9	1095	985	1509	1358	1056	951		
Summe	3,0	3016	2994	3447	3381	2754	2732		
Mittel		1005*)		1149*)		918*)		3072	1024*)
			998		1127		911		
Wassermengenverhältnis . .			1		1,18		1,05	3,23	
Schwemmstoffdichte			998		1333		957	3288	**1017**

*) arithmetisches Mittel

Die Schwemmstoffdichte wird jeweils mit dem ihrem Querschnittspunkt zukommenden Gewichte multipliziert, dann summiert und schließlich mit der Summe der Gewichte, hier = 3,0, wieder dividiert (Zahlen in Spalte 4, 6, 8, Zeile 6). Diese Mittel hinwiederum werden mit dem Wassermengenverhältnis multipliziert, summiert und mit der Summe dieser Verhältniszahlen, hier = 3,23, wieder dividiert. Das Endergebnis ist 1017 g/m³ als mittlere Schwemmstoffdichte.

abgeflossenen sekundlichen Wassermenge multipliziert, wodurch man die sekundliche Schwemmstoffmenge erhält, die nunmehr zweckmäßig in kg/sek ausgedrückt wird. Diese Werte, über der Zeitabszisse aufgetragen, ergeben eine zusammenhängende Kurve, deren Flächeninhalt, mittels Planimeters bestimmt, die innerhalb einer bestimmten Zeit abgeführte gesamte Schwemmstoffmenge in kg oder t darstellt (Abb. 8). (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Beitrag zur Bestimmung des Abflußbeiwertes bei Regenfällen.

Von Stadtamtsbaurat Dr.-Ing. **Friedrich Reinhold**, Dresden.

(Schluß aus Heft 33.)

Die weitere Bearbeitung der auf dem Wege der formularmäßigen Auswertung gewonnenen Zahlen lehnt sich eng an die oben angegebene Auswertung der Regenbeobachtungen an. Im logarithmisch geteilten Koordinatennetz wird die Abflußstärke s als Ordinate, die zugehörige Regendauer T als Abszisse aufgetragen. Die einzelnen Beobachtungspunkte werden geradlinig miteinander verbunden, so daß ein geschlossener Kurvenzug — die Abflußstärkenlinie — entsteht. Hat man Regenstärkenlinie und Abflußstärkenlinie in demselben Koordinatensystem aufgetragen, so ist der Wert $\psi = \frac{s}{i}$ für jede beliebige Regendauer durch die Ordinatendifferenz der beiden Kurven — im logarithmischen Maßstabe gemessen — gegeben. Auf einfachste Weise läßt sich somit die Kurve des Abflußbeiwertes $\psi = f(T)$ für jeden beobachteten Regenfall zeichnerisch ermitteln. Der Gang der ganzen Auswertung ist an einem Beispiel in Abb. 7 und den nachfolgenden Zahlentafeln vorgeführt:

Regen Nr. 12 am 23. Mai 1926.

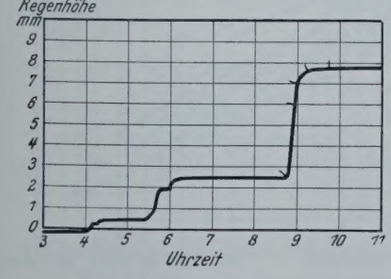
a) Regen

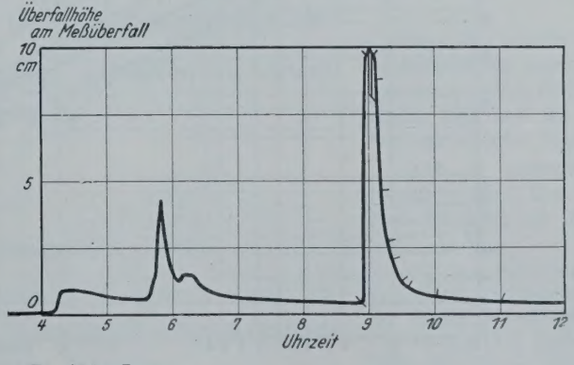
Beginn des Regens	Ende des Regens	Dauer T	Höhe h	i l/min
8,57	9,00	3	1,0	66,7
8,46	9,00	14	4,5	64,4
8,46	9,12	26	5,2	40,0
8,46	9,49	63	5,0	16,8

b) Abfluß

1	2	3		4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Nr.	Tag	Uhrzeit h	min	h cm	ΔT min	Δh cm	z l/min	q l/min	$q+z$ l/min	Q l	ΣQ l	T min	s l/min
12	23. 5.	8	52	0,3									
	1926		55	5,3	3	5,00	4,63	3,6	8,23	24,69	338,45	18	18,80
			57	9,7	2	4,40	6,12	18,2	24,32	48,64	127,96	5	25,59
			58	9,7	1	0	0	29,7	29,70	29,70	29,70	1	29,70
		9	00	8,7	2	—1,00	—1,39	26,2	24,81	49,62	79,32	3	26,44
			02	8,05	2	—0,65	—0,90	22,5	21,60	43,20	171,16	7	24,45
			03	9,65	1	1,60	4,45	24,3	28,75	28,75	199,91	8	24,96
			04	9,65	1	0	0	29,0	29,00	29,00	228,91	9	25,43
			05	8,75	1	—0,90	—2,50	26,4	23,90	23,90	252,81	10	25,28
			10	4,6	5	—4,15	—2,31	14,5	12,19	60,95	313,76	15	20,92
			15	2,8	5	—1,80	—1,00	4,80	3,80	19,00	357,45	23	15,54
			20	1,9	5	—0,90	—0,50	2,01	1,51	7,55	365,00	28	13,04
			25	1,35	5	—0,55	—0,30	1,0	0,70	3,50	368,50	33	11,17
			30	1,05	5	—0,30	—0,18	0,62	0,44	2,20	370,70	38	9,74
		10	00	0,6	30	—0,45	—0,04	0,39	0,35	10,50	381,20	68	5,01
		11	00	0,4	60	—0,20	—0,01	0,19	0,18	10,80	392,00	128	3,06
		12	00	0,3	60	—0,10	0	0,15	0,15	9,00	401,00	188	2,13

Abb. 7 enthält neben der Regenhöhen- und Abflußlinie, wie sie von dem Regenschreiber bezw. von dem selbstschreibenden Pegel des Meßüberfalls aufgezeichnet werden, auch die Regenstärken- sowie die Abflußstärkenlinie. Letztere sind im logarithmischen Netz auf Grund vorstehender Zahlentafeln aufgetragen. Ferner ist die Ermittlung der Kurve für ψ auf zeichnerischem Wege, wie oben beschrieben, durchgeführt. In der Regenhöhenkurve sowie in der Abflußkurve sind die in die Zahlentafeln zur Berechnung der beiden Intensitätskurven übernommenen Abschnitte des Regens bezw. des Abflusses durch kleine Querstriche gekennzeichnet.





Zu Abb. 7.

Einfluß der Verdunstung.

Um festzustellen, in welcher Weise die Verdunstung auf den Abflußbeiwert ψ Einfluß ausübt, ist, wie bereits oben erwähnt, auf dem Kanalpumpwerk Neufahrwasser neben der Versuchsfläche ein selbstschreibender Verdunstungsmesser aufgestellt worden. Der Apparat stammt von der Firma R. Fueß. Er besitzt eine Neigungswaage, die eine Schale trägt, die stets bis zum Rande mit Wasser gefüllt sein muß, damit die über die Wasserfläche streichende Luft immer die volle Wasserfläche trifft, was aber nicht der Fall sein würde, wenn der Wasserspiegel durch Verdampfen allmählich unter den Rand der Schale sinken würde. Um eine dauernd konstante Höhe des Wasserspiegels zu erzielen, ist eine selbsttätige Auffülleinrichtung vorgesehen. Durch diese Einrichtung wird der Abstand des Wasserspiegels vom Rand der Schale gleichgehalten. Die aufgezeichnete Kurve ist eine Summenlinie, die die gesamte Verdunstungshöhe in mm angibt. Abb. 8 zeigt einen Ausschnitt aus einem Diagramm. Die Schwankung der Verdunstungsmenge im Laufe des Tages ist deutlich erkennbar. Die Größe der Verdampfungsfläche beträgt 400 cm²; die Registriertrommel dreht sich in einer Woche einmal um. Der ganze Apparat ist zum Schutze gegen Strahlung und Erschütterungen durch den Wind in einer Thermometerhütte aufgestellt.

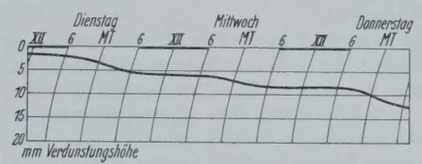


Abb. 8. Aufzeichnung des selbstschreibenden Verdunstungsmessers (Ausschnitt).

Die Aufzeichnungen des Meßinstrumentes zeigen, daß die Verdunstung zwischen 0 mm je Woche (im Winter) und etwa 15 mm je Woche (im Sommer) schwankt. Da 1 mm Verdunstungshöhe $200 \cdot 0{,}001 = 0{,}2\ m^3 = 200$ l Abflußmenge der Versuchsfläche entsprechen, beträgt die durchschnittliche Verdunstungsmenge im Sommer höchstens etwa

$$\frac{200 \cdot 15}{7 \cdot 24 \cdot 60} = 0{,}3 \text{ l/min.}$$

Als überhaupt größter auftretender Wert kann nach den Beobachtungen etwa ein Betrag von 0,45 mm Verdunstungshöhe je Stunde, d. h. 1,5 l/min angesehen werden. Diese Beträge sind im Vergleich zu den auftretenden Abflußstärken sehr gering. Nimmt man an, daß die Größe der Verdunstung auf der Pflasterfläche selbst ebenso groß ist wie die durch die Verdunstungswaage aufgezeichnete Verdunstungsmenge, so ergibt sich, daß der Einfluß der Verdunstung auf die Größe des Abflußbeiwertes im allgemeinen vernachlässigt werden darf.

Die Ermittlung des Abflußbeiwertes.

Bei der Ermittlung des Abflußbeiwertes aus den Beobachtungsergebnissen der Versuchsanlage kann es sich nicht darum handeln, sämtliche in der Einleitung erwähnten Einflüsse, die auf die Größe des Abflußbeiwertes einwirken, formelmäßig festzulegen. Wenn es auch gelingt, auf theoretischem Wege getrennte Formeln für Verdunstung — in Abhängigkeit von den Witterungsfaktoren — und Versickerung — in Abhängigkeit von Regenstärke und -dauer und Zustand der Fläche — aufzustellen, so haben

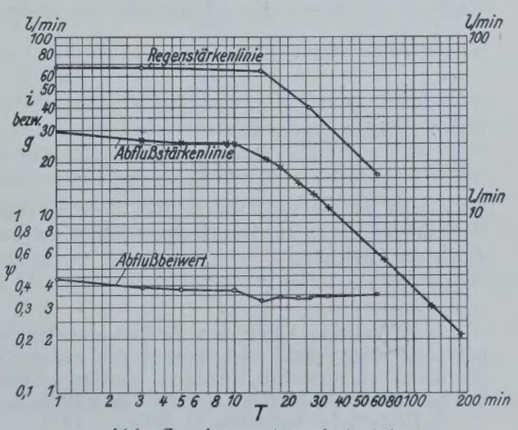


Abb. 7. Auswertungsbeispiel. Regen Nr. 12 am 23. 5. 1926.

derart weitgehend differenzierte Formeln für die vorliegende Aufgabe keine besondere Bedeutung. Es soll daher vorerst auch von ihrer Ableitung abgesehen werden.

Der Nachweis des Zusammenhanges zwischen den in Danzig gewonnenen Versuchsergebnissen mit der u. a. von Vitols[7]) kürzlich entwickelten Versickerungstheorie soll vielmehr einer besonderen Arbeit vorbehalten bleiben.

Um für Danziger Klimaverhältnisse zu einfachen und praktisch brauchbaren Formeln über den Abflußbeiwert verschiedener Straßenbefestigungsarten zu gelangen, die bei der Bemessung von Regenwasserkanälen verwendbar sind, mußte daher ein Auswertungsverfahren gewählt werden, das lediglich die jeweils wechselnden, jedoch bereits formelmäßig erfaßbaren Faktoren, also insbesondere Regendauer und -stärke, berücksichtigt.

Über die Abhängigkeit des Abflußbeiwertes von den letztgenannten beiden Faktoren sind, wie u. a. auch Eigenbrodt[5]) mitteilt, in Mailand in beschränktem Umfange Versuche mit künstlichem Regen unter Messung der Abflußmengen sowie Beobachtungen von Niederschlag- und Regenabflußmengen durchgeführt. Poggi[8]) hat die Ergebnisse veröffentlicht und gibt die Beziehungen durch eine Gleichung in Form einer Potenzkurve

(10) $$\psi = \mu\, i^x T^y$$

wieder, worin

ψ der Abflußbeiwert,
T die Niederschlagdauer in min,
i die Regenstärke in l/sek · ha,
μ, x und y Zahlen sind, die von den örtlichen Verhältnissen abhängen.

Der Beiwert μ berücksichtigt insbesondere die Oberflächenbefestigung und schließt gleichzeitig den Einfluß der örtlichen Klimaverhältnisse ein. Seine Größe wird daher häufig wechseln. Die Exponenten x und y dürften hingegen größeren mit dem Klima oder dem Oberflächenzustande der Abflußfläche wechselnden Schwankungen nicht ausgesetzt sein. Man wird wahrscheinlich keinen großen Fehler begehen, wenn man die für Danzig festgestellten Werte von x und y auch auf andere Orte überträgt.

Legt man daher die an sich zweckmäßig gebaute Form der Gleichung 10 als Ausdruck für den Abflußbeiwert zugrunde, so ist es erforderlich, die drei Werte μ, x und y aus den Beobachtungsergebnissen zahlenmäßig zu ermitteln. Dies gelingt am besten durch ein Verfahren auf wahrscheinlichkeitstheoretischer Grundlage.

Es möge die während eines gewissen Zeitraumes von S Jahren beobachtete Gesamtzahl der Regenfälle von bestimmter Regendauer T — wobei es gleichgültig ist, ob diese Regenfälle allein oder als Teile eines größeren Regens auftreten — mit Z, die Zahl der Regenfälle, die dabei eine bestimmte Regendauer i erreichen oder übertreffen, mit A bezeichnet werden. Der Ausdruck $m = \frac{A}{Z}$ ist alsdann die relative Häufigkeit eines Regens von der Dauer T und einer Stärke, die mindestens i beträgt. Als jährliche Häufigkeit desselben Regens wollen wir den Ausdruck $n = \frac{A}{S} = m\frac{Z}{S}$ bezeichnen.

Trägt man nunmehr die auf Grund der Auswertungen gewonnenen Regenstärkelinien jedes einzelnen Regens gemeinsam in ein logarithmisches Koordinatennetz ein, so lassen sich für verschiedene relative oder jährliche Häufigkeiten die sogen. Berechnungsregenstärkelinien ermitteln, die in Form einer Potenzgleichung darstellbar sind[9]). Ebenso kann man bei den Abflußstärkelinien verfahren. Man erhält aus den Beobachtungsergebnissen der Versuchsanlage für eine bestimmte relative Regenhäufigkeit m als Ausdruck

für die Regenstärke

(11) $$i = \frac{C'}{T^{\alpha_1}}$$

für die Abflußstärke

(11a) $$s = \frac{C_1'}{T^{\beta_1}}.$$

Durch Division ergibt sich

(12) $$\psi = \frac{s}{i} = \frac{C_1'}{C'} \cdot T^{\alpha_1 - \beta_1} = c\, T^{\delta}.$$

Anderseits ist die Regenstärke für dieselbe relative Regenhäufigkeit m im langjährigen Mittel dargestellt durch die Gleichung

(13) $$i = \frac{C}{T^{\alpha}}.$$

[7]) A. Vitols, Über den Einfluß der Trägheitskräfte auf den Versickerungsprozeß des auf die Erdoberfläche gelangenden flüssigen Wassers. Zeitschr. f. angewandte Mathematik und Mechanik 1928, S. 216.
[8]) Poggi, Le fognature di Milano. 1914.
[9]) Verf.[6]) a. a. O. S. 12.

Mit Gl. 10 ergibt sich hieraus

(14) $$\psi = \mu\, C^x T^{y - \alpha x}$$

und durch Gleichsetzung von Gl. 12 und 14

(15) $$\begin{cases} \alpha_1 - \beta_1 = \delta = y - \alpha x \\ c = \mu\, C^x. \end{cases}$$

Bestimmt man die Werte δ, α, c und C für r verschiedene Regenhäufigkeiten m, so ist μ, x und y aus den $2r$ Gleichungen 15 nach der Methode der kleinsten Quadrate oder graphisch zu ermitteln, womit die gestellte Aufgabe gelöst wäre. Das Verfahren wird an den nachfolgend durchgeführten Ermittlungen näher verdeutlicht werden.

a) Bestimmung der Intensitätslinien.

α) Flächenbefestigung I.

Die Auftragung der Auswertungsergebnisse der beobachteten 25 Regenfälle im logarithmischen Koordinatennetz ist in Abb. 9 für die Regenbeobachtungen, Abb. 10 für die Abflußbeobachtungen durchgeführt. In die Darstellungen sind ferner die Intensitätslinien für die relativen Häufigkeiten $m = 0{,}2$; 0,3; 0,5 und 0,75 eingetragen. Die Ermittlung der einzelnen Punkte der Intensitätslinien ist einfach. Sollen beispielsweise die Punkte für die Häufigkeitsziffer m gesucht werden und liegen für eine bestimmte Regendauer T insgesamt Z Beobachtungen vor, so muß jede der gesuchten Regenstärken in dieser Zeit $Z\,m$mal übertroffen worden sein. Jeder dieser $Z\,m$mal übertroffenen Regen von der Dauer T liegt also über dem $Z\,m$ten Regenpunkte der Abbildung, wobei die Abzählung von oben nach unten zu geschehen hat und sich auf die Schnittpunkte der Linienzüge mit der Parallelen zur Ordinatenachse durch T zu erstrecken hat. Die gewonnenen Punkte scharen sich für jede einzelne Häufigkeitsziffer, wie ersichtlich, ziemlich eng um je eine Gerade, die die Gleichungen 11 bezw. 11a besitzt. Für die Veränderlichen in diesen Gleichungen, die nach der Methode der kleinsten Quadrate oder auch zeichnerisch zu ermitteln sind, ergibt sich folgende Wertezusammenstellung:

m	C'	α_1	C_1'	β_1
0,2	227	0,480	168	0,680
0,3	186	0,500	115	0,655
0,5	138	0,465	78	0,620
0,75	106	0,460	49	0,610

β) Flächenbefestigung II.

Wegen der geringeren Zahl von Beobachtungen (19 Regenfälle) sind nur die relativen Häufigkeitziffern $m = 0{,}3$ und 0,5 berücksichtigt worden, die die verhältnismäßig sichersten Werte liefern. Die zahlenmäßigen Auswertungsergebnisse können wiederum wie bei Flächenbefestigung I (Abb. 9 u. 10) im logarithmischen Netz zeichnerisch aufgetragen werden. Man erhält alsdann:

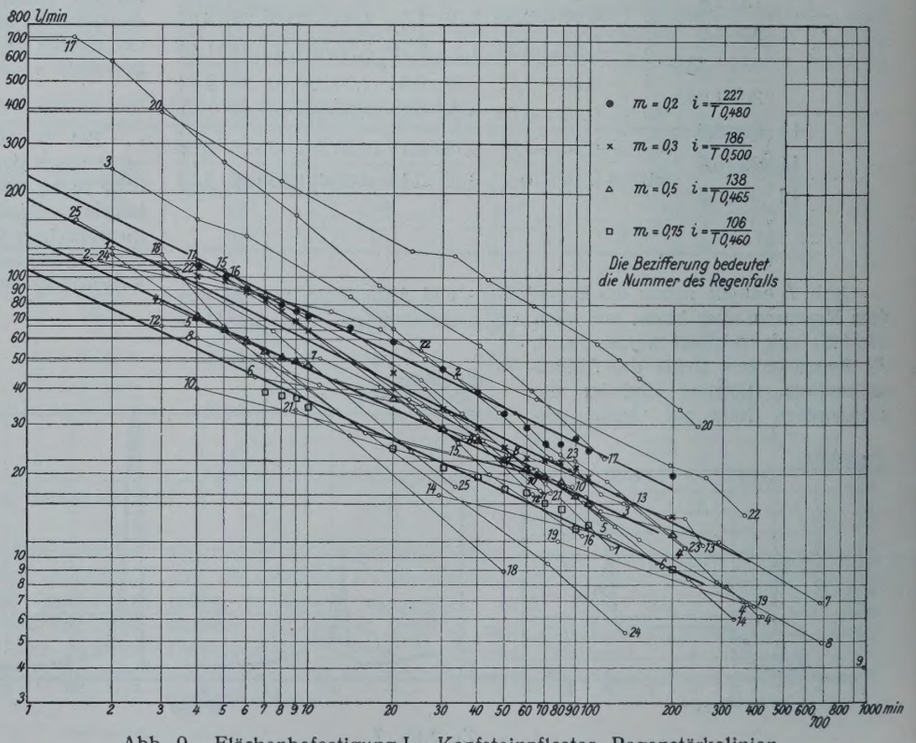


Abb. 9. Flächenbefestigung I. Kopfsteinpflaster, Regenstärkelinien.

m	C'	α_1	C_1'	β_1
0,3	340	0,580	230	0,740
0,5	359	0,585	160	0,750

γ) Flächenbefestigung III.

Die Zahl der beobachteten Regenfälle bei Flächenbefestigung III beträgt nur vier. Sie ist zu gering, um das oben angewendete Verfahren auch hier durchzuführen. Es kommt daher nur eine Näherungslösung in Frage. Von einer zeichnerischen Auftragung der Beobachtungsergebnisse kann infolgedessen auch abgesehen werden.

b) Bestimmung von μ, x und y.

Der Beiwert μ möge für Flächenbefestigung I mit μ_I für Flächenbefestigung II mit μ_{II} und für Flächenbefestigung III mit μ_{III} bezeichnet werden. Der Anteil völlig dichter Steinoberfläche an der Flächenbefestigung I betrug 75 %, der Anteil von Sandoberfläche (Fugen) 25 %. Nimmt man ferner an, daß beim Fugenverguß des Kopfsteinpflasters eine völlige Dichtung des Pflasters nur zu etwa 90 % erreicht wurde, was durch gelegentliches Abblättern der Vergußmasse bedingt ist, so bestehen folgende Gleichungen:

$$\mu_I = 0{,}25\,\mu_{III} + 0{,}75\,\mu_{II}'$$

$$0{,}9\,\mu_{II}' = \mu_{II} \quad \text{oder}$$

$$\mu_{III} = 4\,\mu_I - 3{,}33\,\mu_{II}. \tag{16}$$

Hierin bedeutet μ_{II}' den Beiwert μ bei völlig dichter Flächenbefestigung, wo Versickerung nicht in Betracht kommt. Setzt man ferner, wie oben angegeben, voraus, daß die Werte x und y für Flächenbefestigung I und II die gleichen sind, so ergibt sich für die Werte c und z der Gleichung 15 die nachfolgende Zusammenstellung. Ferner haben die Regenbeobachtungen in Danzig im langjährigen Mittel unter Zugrundelegung der Gleichung 13 für verschiedene relative Häufigkeiten m auf die ebenfalls eingetragenen Werte von C und α geführt[10]).

Flächenbefestigung I.

m	$c = \frac{C_1'}{C'}$	δ	C	α
0,2	0,740	−0,200	500	0,712
0,3	0,618	−0,155	401	0,701
0,5	0,565	−0,155	300	0,689
0,75	0,453	−0,150	235	0,685
Flächenbefestigung II.				
0,3	0,680	−0,160	401	0,701
0,5	0,620	−0,165	300	0,689

Die Bestimmung der Unbekannten gemäß Gl. 15 ist durch Ausgleichrechnung nach der Methode der kleinsten Quadrate durchgeführt worden und hat die Werte $x = 0{,}567$, $y = 0{,}228$, $\mu_I = 0{,}0214$, $\mu_{II} = 0{,}0238$ ergeben. Damit wird gemäß Gl. 16 $\mu_{III} = 0{,}0064$. Will man die letztere Zahl an Hand der Beobachtungsergebnisse nachprüfen, so erhält man beispielsweise für die Regendauer $T = 10$ min als Mittelwert der Regenstärke $i = 38{,}2$ l/min, als Mittelwert der Abflußstärke $s = 3{,}50$ l/min. Nimmt man ferner an, daß die Werte x und y dieselbe Größe wie bei Flächenbefestigung I und II haben, was mit großer Wahrscheinlichkeit zutreffen wird, so erhält man zur Bestimmung von μ aus Gl. 10 den Ausdruck

$$\psi = \frac{s}{i} = \frac{3{,}50}{38{,}2} = \mu_{III} \cdot 38{,}2^{0{,}567} \cdot 10^{0{,}228},$$

woraus sich $\mu_{III} = 0{,}0066$ ergibt. Die Übereinstimmung erscheint ausreichend.

Man erhält mithin zur Bestimmung des Abflußbeiwertes folgende Gleichung:

$$\psi = \mu\, i^{0{,}567}\, T^{0{,}228}. \tag{17}$$

Hierin ist μ wie folgt einzusetzen:

	μ
Sandfläche	0,0064
Kopfsteinpflaster	0,0214
Kopfsteinpflaster mit Fugenverguß . .	0,0238.

[10]) Verf. [6]) a. a. O. S. 14. Die jährliche Häufigkeit n ergibt sich aus m durch Multiplikation mit $\frac{Z}{S} = \frac{123}{24} = 5{,}13$ (123 = Zahl der im Zeitraum von 24 Jahren in Danzig beobachteten Regenfälle.

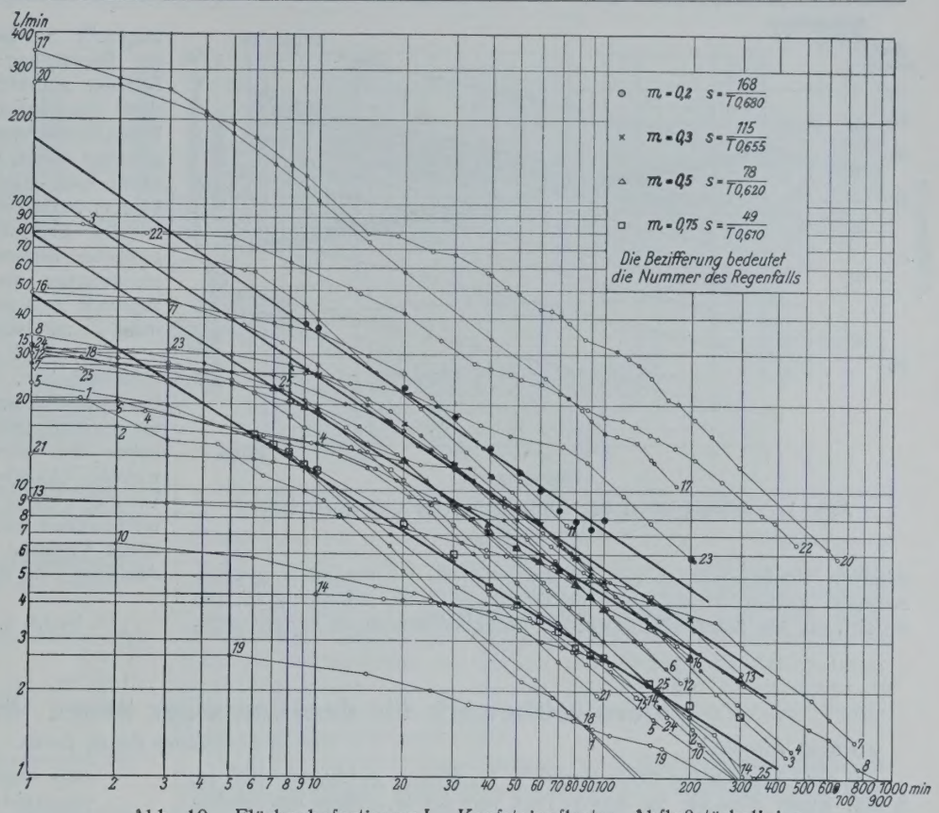


Abb. 10. Flächenbefestigung I. Kopfsteinpflaster, Abflußstärkelinien.

Danach ergibt sich in Anlehnung an das in Dresden[11]) übliche Verfahren etwa für

a) dichte bebaute Flächen der Innenstadt $\mu = 0{,}0220$,

b) halbdicht bebaute Flächen; geschlossene Vorstädte

$$\mu = 0{,}0220 \cdot \frac{2}{3} + \frac{1}{3} \cdot 0{,}0065 = 0{,}0169,$$

c) offen bebaute Flächen, offene Bauweise

$$\mu = 0{,}0220 \cdot \frac{1}{3} + 0{,}0065 \cdot \frac{2}{3} = 0{,}0117,$$

d) unbebautes Gelände

$$\mu = 0{,}0065.$$

Die Auswirkung der Gleichung 17 möge kurz an einem praktischen Beispiel erläutert werden. Es werde ein Regenfall angenommen, der alle Jahre einmal überschritten wird. Für die Regendauer $T = 7$ min, die in Danzig für die Berechnung der Endstrecken von Regenwasserkanälen Anwendung findet, entspricht dies für Danziger Verhältnisse einer Regenstärke von $i = 125$ l/sek · ha. Der Abflußbeiwert ergibt sich für $T = 7$ min $i = 125$ l/sek · ha nach Gl. 17

bei Flächenbefestigung I zu $\psi = 0{,}517$
" " " II " $\psi = 0{,}575$
" " " III " $\psi = 0{,}155$.

Diese Werte liegen im Rahmen der im allgemeinen üblichen Abflußbeiwerte.

Schließlich möge noch das Ergebnis der in Mailand von Poggi vorgenommenen Beregnungsversuche nachgeprüft werden. Nach den Angaben von Melli[12]) ist eine Pflasterfläche von 255 m² Größe überregnet worden. Hierbei ist für $i = 112{,}5$ l/sek · ha und $T = 67$ min ein Abflußbeiwert $\psi = 0{,}80$ beobachtet worden. Die Errechnung von μ nach Gl. 17 ergibt

$$\mu = \frac{0{,}80}{112{,}5^{0{,}567} \cdot 67^{0{,}228}} = 0{,}0210,$$

ein Wert, der sich in befriedigender Weise mit den in Danzig gewonnenen Beobachtungen deckt. Hierdurch findet auch die oben ausgesprochene Annahme, daß x und y wahrscheinlich nur geringen Schwankungen unterworfen sind und die dafür gewonnenen Zahlenwerte auch auf die Verhältnisse anderer Städte übertragen werden können, eine Stütze.

Abb. 11 stellt für verschiedene Werte von μ die Gleichung 17 graphisch dar. Das Gebiet, in das bei Flächenbefestigung I und II die Beobachtungen an der Danziger Versuchsanlage fallen (zwischen den

[11]) Grundsätze, die Entwässerung des Gebietes der Stadt Dresden betreffend, Tiefbauamt Dresden. Vergl. auch Genzmer, Entwässerung der Städte (Handbuch der Ing.-Wiss.), S. 134.

[12]) Melli, Die Dimensionierung städtischer Kanäle, Schweiz. Bauztg. 1924, Bd. 84, S. 137.

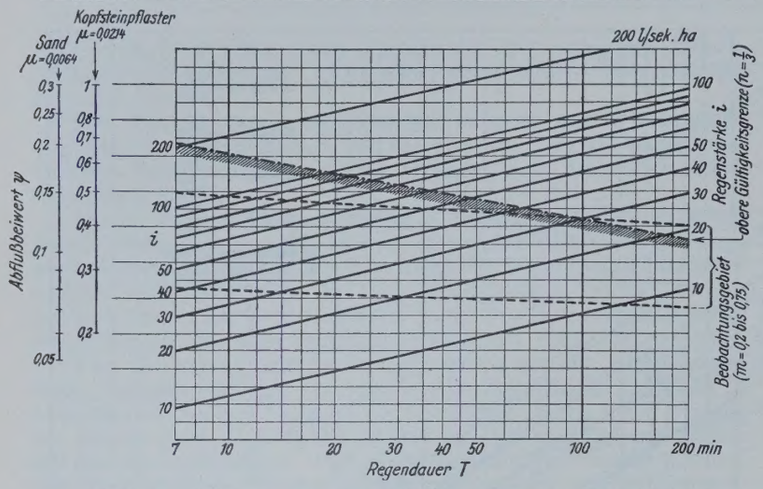


Abb. 11. Abhängigkeit des Abflußbeiwertes von Regendauer und Regenstärke.

relativen Häufigkeiten $m = 0{,}2$ und $m = 0{,}75$), ist besonders gekennzeichnet. Ferner ist die obere Gültigkeitsgrenze der Gleichung 17, wie sie sich aus den langjährigen Danziger Regenbeobachtungen ergibt, eingetragen.[13]) Sie bezieht sich auf eine Regenhäufigkeitsziffer $n = 1/3$, die für die Berechnung von Regenwasserkanälen etwa die Grenze darstellt. Seltener auftretende Regen dürften kaum in Frage kommen. Die geringe Erweiterung des Gültigkeitsbereichs über das Gebiet der tatsächlichen Beobachtungen hinaus erscheint durchaus zulässig. Die Darstellung gestattet ferner, die Größe der erreichten Abflußbeiwerte für jede Regendauer und -stärke abzulesen. Wie ersichtlich, wird der Wert $\psi = 1$ in keinem Falle erreicht.

Die Einführung der neuen Abflußbeiwerte ergibt namentlich bei größeren Regenhäufigkeitsziffern, gegenüber der bisher üblichen Berechnungsart eine bedeutende Verringerung der der Kanalberechnung zugrunde zu legenden Wassermengen. Hiermit Hand in Hand geht eine nicht zu unterschätzende Verringerung der Kanalbaukosten.

Vor allem aber lassen sich durch die gewonnenen Ergebnisse die Unsicherheiten, die der Berechnung von Regenwasserkanälen ja ganz besonders hinsichtlich des Abflußbeiwertes anhaften — man vergleiche die einschlägigen Zahlentabellen in den Handbüchern —, um ein erhebliches Maß verringern. Es wird anzustreben sein, auf diesem Wege weitere Versuche zu unternehmen und zu diesem Zweck in größerem Umfange, als es bisher geschehen ist, Beobachtungen im großen an dem tatsächlichen Einzugsgebiet von Regenwasserkanälen vorzunehmen. Derartige Versuche sind in Danzig kürzlich eingeleitet. Sie dürften nach Abschluß eine weitere Klärung der Frage der Abflußbeiwerte bringen.

[13]) Verf.[6]) a. a. O. Abb. 5.

Ideenwettbewerb für den Bau einer neuen Rheinbrücke bei Speyer.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnrat **Ernst**, Berlin.

In der „Bautechnik“ 1929, Heft 6, S. 77, Heft 9, S. 130, und Heft 14, S. 214, wurde über die im August 1928 von der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft ausgeschriebenen öffentlichen Skizzenwettbewerbe für drei neue Rheinbrücken[1]) im allgemeinen und über das Ergebnis des Wettbewerbs für die neue Rheinbrücke bei Ludwigshafen-Mannheim berichtet.

Abb. 1. Eisenbahn- und Straßen-Schiffbrücke bei Speyer.

Der zweite Ideenwettbewerb betraf eine neue Rheinbrücke bei Speyer. An Stelle der seit dem Jahre 1872 bestehenden Eisenbahn- und Straßen-Schiffbrücke (Abb. 1) soll eine eingleisige Eisenbahnbrücke und getrennt davon, aber auf gemeinsamen Unterbauten, eine Straßenbrücke errichtet werden.

Den Bewerbern wurden folgende Unterlagen zur Verfügung gestellt:

1. ein Lageplan der Baustelle;
2. ein Längsschnitt in der neuen Brückenachse im Maßstab 1 : 500 (Abb. 2), in dem neben dem Höhenplan der Schienenoberkante der neuen Eisenbahnbrücke die von Einbauten der Brückenkonstruktion und die bei Aufstellung der Brücke von Gerüsteinbauten frei zu haltenden Räume angegeben waren. Für die Strombrücken waren zwei ungleiche Öffnungen von rd. 157 und rd. 100 m Lichtweite vorgesehen; der mittlere Strompfeiler durfte in der Brückenachse nicht verschoben werden. Die anschließenden je rd. 270 m langen Flutbrücken auf dem rechten Ufer durften wegen der Hochwasserabführung nicht mehr als neun Öffnungen (acht Zwischenpfeiler) aufweisen. Die Stützweite der nach Möglichkeit vollwandig auszubildenden Flutüberbauten durfte jedoch 30 m auch überschreiten. Während nach den Bedingungen der Baugrund bei den Stromüberbauten Bogenschübe und Züge hängeartiger Tragwerke nicht zuließ, war die Form der Flutüberbauten nicht auf Balkenbrücken beschränkt;
3. Querschnitte im Maßstab 1 : 100 (Abbild. 3). Die Eisenbahnbrücke sollte über dem Strom eine lichte Breite von mindestens 4,46 m erhalten. Die zur Verfügung stehende Bauhöhe (von Schienenoberkante bis Konstruktionsunterkante) betrug für die Stromüberbauten 1,87 m. Für die Straßenbrücke war vorläufig der in Abb. 3a angegebene 1. Ausbau vorgesehen; es war aber schon jetzt auf den für später beabsichtigten, in Abb. 3a dargestellten 2. Ausbau Rücksicht zu nehmen. Die Bauhöhe betrug hier nur 1,7 m. Bei den Flutüberbauten beider Brücken konnte das Tragwerk ganz unter die Fahrbahn verlegt werden, da hier eine Bauhöhe von mindestens 7,5 m vorhanden war. Der Abstand der inneren Hauptträger der beiden Brücken sollte mindestens 4 m betragen. Eisenbahn- und Straßenbrücke durften nicht zu einem Bauwerk vereinigt werden;
4. zwei von ober- und unterstrom aufgenommene Lichtbilder der Brückenbaustelle.

Die Bewerber hatten zu liefern: einen Grund- und einen Aufriß der Bauwerke im Maßstab 1 : 500, Querschnitte durch die Strom- und Flutüberbauten im Maßstab 1 : 100 und zwei in die beigegebenen Lichtbilder eingezeichnete Perspektiven. Zeichnungen und Bilder waren kurz zu

[1]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1928, Heft 50, S. 734, und Heft 55, S. 844.

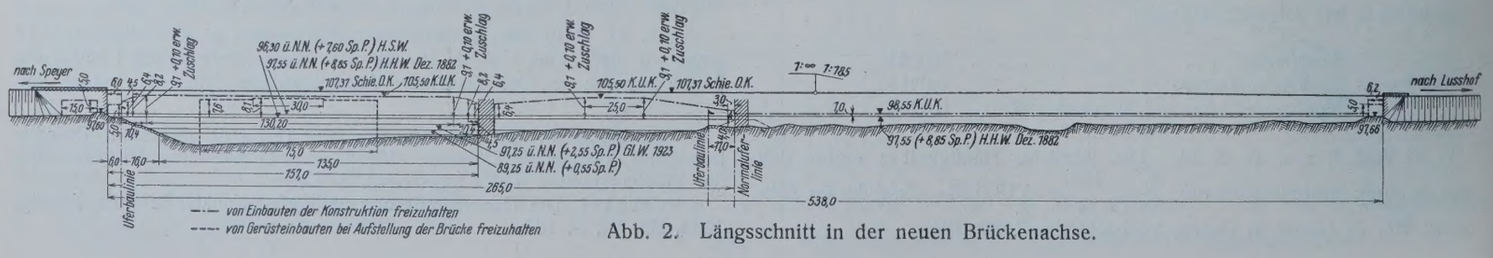


Abb. 2. Längsschnitt in der neuen Brückenachse.

erläutern. Festigkeitsberechnungen, Kostenermittlung und Angaben über Gründungen waren nicht verlangt. Die Wahl der Baustoffe war freigestellt. Den statischen Verhältnissen der Eisenbahnbrücke war der Lastenzug N der Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken (BE) von 1925 zugrunde zu legen.

Das Preisgericht trat am 6. und 7. Februar 1929 zusammen. Es bestand aus folgenden Herren:

Ministerialdirektor Knaut, Reichsverkehrsministerium, als Vorsitzendem;
Ministerialrat Dr.-Ing. Ellerbeck, Reichsverkehrsministerium;
Reichsbahndirektor Geh. Baurat Dr.-Ing. Schaper, Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft;
Reichsbahnoberrat Weidmann, Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft;
Ministerialrat Vilbig, Bayerisches Staatsministerium des Innern;
Geh. Baurat Prof. Dr. Theodor Fischer, München;
Ministerialdirektor Dr. Fuchs, Präsident der Badischen Wasser- und Straßenbaudirektion in Karlsruhe;
Ministerialrat Prof. Dr. Hirsch, Hochbaureferent des Badischen Staatsministeriums der Finanzen;
Oberregierungsbaurat Ullmann, Speyer.

Herr Ministerialrat Vilbig war verhindert, an den Beratungen teilzunehmen.

Von den eingegangenen 125 Entwürfen wurden im 1. Prüfungsgang einstimmig 71 Entwürfe ausgeschieden. Im 2. Prüfungsgang wurden 29 Entwürfe und im letzten Prüfungsgang 9 Entwürfe ausgeschlossen, so daß für die engste Wahl 16 Entwürfe verblieben. Im folgenden sollen zunächst diese 16 Entwürfe besprochen werden; die gegebenen Erläuterungen („“) stellen jeweils das Gutachten des Preisgerichts dar. Einige Abbildungen weiterer charakteristischer Entwürfe mit kurzen Erläuterungen aus den Begleitberichten der Verfasser mögen den Überblick über die eingereichten Arbeiten vervollständigen.

Während bei dem Wettbewerb für die neue Rheinbrücke bei Ludwigshafen-Mannheim die Hauptschwierigkeit in der Forderung lag, das neue Bauwerk der bestehenden Brücke nach Möglichkeit anzupassen, wurde die Lösung hier durch die verschiedenen Weiten der beiden Stromöffnungen und durch die Flutöffnungen auf einer Seite der Strombrücke erschwert. Eine weitere Schwierigkeit trat hinzu durch die gebotene Rücksicht auf den ehrwürdigen Dom von Speyer. Das Preisgericht war übereinstimmend der Ansicht, daß die Einfügung der Brücke in das von dem Dom beherrschte Gesamtbild und die sich daraus ergebende Unterordnung der Brücke von ausschlaggebender Bedeutung sein müsse. Unter den zwei großen Gruppen — Bogen- und Balkenträger — hielt die Mehrzahl des Preisgerichts bei den Stromüberbauten den Bogenträger mit Rücksicht auf den Dom für die bessere Lösung. Unter den Bogenträgern selbst wurde die Lösung mit zwei Bogenträgern über den beiden Stromöffnungen gegenüber dem Vorschlage mit nur einem Bogen in der Hauptstromöffnung bevorzugt, weil der Unterschied in der Überbrückungsart der beiden Stromöffnungen durch ihre Stützweite nicht hinreichend begründet erschien. Weiter erschien dem Preisgericht die Lösung mit zwei vollwandigen Bogenträgern besser als die mit zwei versteiften Stabbogen, da die Wirkung des Bogenträgers für den Beschauer klarer in Erscheinung tritt als die Wirkung des versteiften Stabbogens.

1. Preis: 9000 R.-M. Entwurf Nr. 35. Kennzahl 343 343. Verfasser: Baurat Dr.-Ing. Friedrich Voß, Kiel, unter Mitwirkung von Landesbaurat Klatt, Kiel (Abb. 4 u. 5).

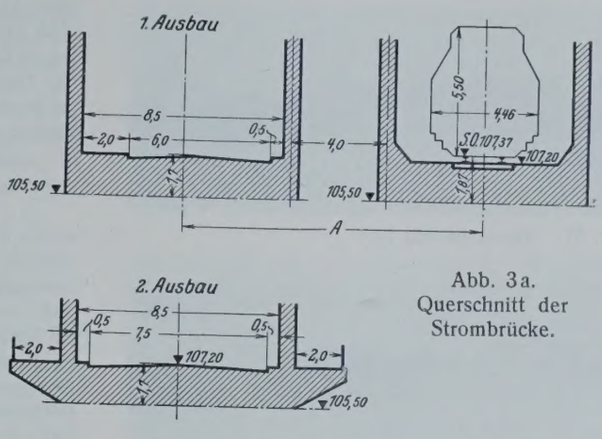


Abb. 3a. Querschnitt der Strombrücke.

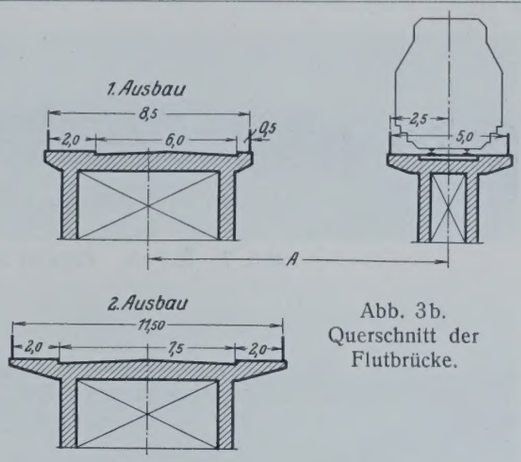


Abb. 3b. Querschnitt der Flutbrücke.

„Stromüberbauten: Zwei vollwandige Bogenträger mit Zugband von 160,5 bezw. 106,4 m Stützweite. Entfernung der Hauptträger der Straßenbrücke 9,5 m, der Bahnbrücke 8,0 m. Höhe des Stegbleches im Scheitel 2,3 bzw. 1,8 m, an den Kämpfern 4,1 m. Pfeilhöhe der Bogen 21,4 bezw. 13,3 m über dem Zugband, das rd. 3 m über den Auflagern liegt. Entfernung der Hängestangen und Querträger 9,63 bezw. 8,4 m. Die Querträger sind mit den Zugbändern vernietet. Bei der Bahnbrücke sollen die Fahrbahnträger das Zugband dadurch entlasten, daß die Längsträger auch untere Kontinuitätsplatten erhalten, von Endquerträger zu Endquerträger durchlaufen und mit dem unteren Verband vernietet werden. Bogen- und Fahrbahnwindverband.

Flutüberbauten: Zwei Gruppen von je über vier Öffnungen durchlaufenden einwandigen Blechträgern von je 33,7 m Stützweite. Stegblechhöhe in der Mitte der Öffnungen 2,5 m, an den Auflagern 3 m. Entfernung der Hauptträger der Straßenbrücke 7,5 m, der Bahnbrücke 2 m. Die Fahrbahnkonstruktion der Straßenbrücke ist halb versenkt. Entfernung der Querträger rd. 5,6 m. Die Bahnbrücke zeigt Schwellen auf den Hauptträgern. Verfasser macht den Vorschlag, die Fußwege auf der Flutbrücke 3,5 m breit zu machen, damit die Geländer im zweiten Ausbauzustand über die ganze Brückenlänge in einer Ebene durchlaufen.

Von den Lösungen, die Bogenträger über beiden Stromöffnungen vorsehen, erscheint dem Preisgericht dieser Entwurf in der Linienführung und technischen Ausführung als der beste.“

Abb. 4 zeigt das Bauwerk stromabwärts, Abb. 5 stromaufwärts gesehen.

2. Preis: 7000 R.-M. Entwurf Nr. 60. Kennzahl 222 221. Verfasser: Karl Rotermund, Architekt B. D. A. Bremen, Richard

Abb. 4. 1. Preis. Entwurf Nr. 35. Kennzahl 343 343.

Abb. 5. 1. Preis. Entwurf Nr. 35. Kennzahl 343 343.

Abb. 6. 2. Preis. Entwurf Nr. 60. Kennzahl 222 221.

Abb. 7. 3. Preis. Entwurf Nr. 87. Kennzahl 220 146.

Abb. 8. 4. Preis. Entwurf Nr. 107. Kennzahl 145 000 S_1.

Abb. 9. Ankauf mit 1000 R.-M. Entwurf Nr. 16. Kennzahl 300 128 Ia.

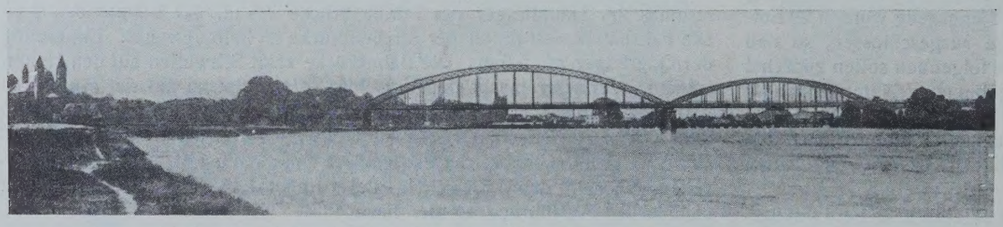


Abb. 10. Ankauf mit 1000 R.-M. Entwurf Nr. 80. Kennzahl 0 002 800.

Muhr, Paul Köpke, Reinhold Balcke und Walter Hannemann, Ingenieure in Firma Schellhaß und Druckenmüller, Bremen (Abb. 6).

„Stromüberbauten: Zwei vollwandige Bogenträger mit Zugband. Stützweiten 162 bezw. 108 m. Entfernung der Hauptträger der Straßenbrücke 9,2 m, der Bahnbrücke 8 m. Pfeilhöhe der Bogen 20 bezw. 12 m, Trägerhöhe im Scheitel rd. 2,3 bezw. rd. 1,7 m, an den Auflagern 3,6 m. Das Zugband liegt 2,5 m über den Auflagern. Abstand der Hängestangen und Querträger 9 m. Die Querträger sind mit den Zugbändern vernietet. Oberer und unterer Windverband. Der obere Verband besteht nur aus Querriegeln.

Flutüberbauten: Über acht Öffnungen durchlaufende einwandige Blechträger von je 34 m Stützweite. Trägerhöhe in der Mitte der Öffnungen 2,8 m, an den Auflagern 3,6 m, Abstand der Hauptträger der Straßenbrücke 6,5 m, der Bahnbrücke 2,5 m. Beide Fahrbahnkonstruktionen sind halb versenkt. Entfernung der Querträger der Straßenbrücke 6,5 m, der Bahnbrücke 3,25 m.

Der Entwurf kommt dem Entwurf Nr. 35 (1. Preis) fast gleich, steht ihm aber in der Linienführung etwas nach. Technisch ist er nicht zu beanstanden."

Als nächstbeste Lösung angesehen und mit dem dritten und vierten Preis bedacht wurden Vorschläge, die beide Stromöffnungen mit einem durchlaufenden Balkenträger überbrücken und dadurch die beiden verschieden großen Überbauten zu einem einheitlichen Bauwerk zusammenzufassen suchen.

3. Preis: 5000 R.-M. Entwurf Nr. 87. Kennzahl 220 146. Verfasser: Beuchelt & Co., Grünberg (Schlesien) (Abb. 7).

„Stromüberbauten. Durchlaufende Parallelfachwerkträger mit abgeschrägten Enden. Stützweiten 161,6 und 107 m. Ausfachung Strebenfachwerk mit Hilfspfosten. Systemhöhe 16 m. Entfernung der Hauptträger der Straßenbrücke 10 m, der Bahnbrücke 8 m. Entfernung der Querträger 10,1 bezw. 10,7 m. Oberer und unterer Windverband.

Flutüberbauten: Drei Gruppen von je über drei Öffnungen durchlaufenden einwandigen Blechträgern von je 30 m Stützweite. Entfernung der Hauptträger der Straßenbrücke 6,5 m, der Bahnbrücke 2,5 m. Trägerhöhe 2,5 m. Beide Fahrbahnkonstruktionen sind halb versenkt. Entfernung der Querträger 3 m.

Der Entwurf, der technisch nicht zu beanstanden ist, gibt von den Balkenträgern das schlichteste und ruhigste Bild."

4. Preis: 3000 R.-M. Entwurf Nr. 107. Kennzahl 145 000 S_1. Verfasser: Dr.-Ing. Georg Müller, Regierungsbaumeister, Privatdozent an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Lankwitz (Abb. 8).

„Stromüberbauten: Durchlaufende Fachwerkträger mit schwach gekrümmtem Obergurt, symmetrisch zu den beiden Uferpfeilern. Stützweiten 162,5 bezw. 107,1 m. Größte Systemhöhe in der Mitte zwischen den Uferpfeilern 17,5 m, Systemhöhe an den Auflagern 13 m. Ausfachung Strebenfachwerk ohne Pfosten mit schrägen Endabschlüssen. Abstand der Hauptträger der Straßenbrücke 9,3 m, der Bahnbrücke 8 m. Abstand der Querträger 12,5 m. Oberer und unterer Windverband.

Flutüberbauten: Über neun Öffnungen durchlaufende einwandige Blechträger von je 30 m Stützweite. Trägerhöhe 3 m. Abstand der Hauptträger der Straßenbrücke 6,5 m, der Bahnbrücke 2 m. Die Bahnbrücke zeigt Schwellen auf den Hauptträgern, die Straßenfahrbahn liegt oben.

Bei dem Entwurf ist die ruhige Linienführung, die Zusammenfassung beider Stromöffnungen und außerdem mit Rücksicht auf die Einpassung in die Landschaft die schwach gekrümmte, geschwungene Linienführung des Obergurts lobend hervorzuheben. Technisch ist der Entwurf einwandfrei."

Der Verfasser möchte mit dem System keinen Halbparabelträger im üblichen Sinne, sondern einen formverbesserten Parallelträger vorschlagen.

Ankauf mit 1000 R.-M.: Entwurf Nr. 16. Kennzahl 300 128 Ia. Verfasser: Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Werk Gustavsburg, Gustavsburg bei Mainz, Grün & Bilfinger A.-G. Mannheim. Künstlerischer Berater Baudirektor Abel, Köln (Abb. 9).

„Stromüberbauten: Durchlaufende Parallelfachwerkträger von 161,4 + 107,6 m Stützweite mit schrägen Endabschlüssen. Ausfachung Strebenfachwerk ohne Pfosten. Systemhöhe 15 m. Entfernung der Hauptträger der Straßenbrücke 9,6 m, der Bahnbrücke 8 m. Feldweite rd. 13,5 m. Oberer und unterer Windverband.

Flutüberbauten: Drei Gruppen von je über drei Öffnungen durchlaufenden einwandigen Blechträgern von je 30 m Stützweite. Trägerhöhe 2,2 m. Abstand der Hauptträger der Straßenbrücke 7,2 m, der Bahnbrücke 2 m. Die Fahrbahnkonstruktion der Straßenbrücke ist halb versenkt. Abstand der Querträger 5 m. Die Bahnbrücke zeigt Schwellen auf den Hauptträgern.

Der Entwurf besitzt im allgemeinen die Vorzüge des Entwurfs 107 (Abb. 8), entbehrt aber der guten Wirkung des geschwungenen Obergurts."

Ankauf mit 1000 R.-M.: Entwurf Nr. 80. Kennzahl 0 002 800. Verfasser: Bruno Schulz, Berlin-Grunewald, in Verbindung mit Walter Straßmann, Magistratsoberbaurat, Berlin-Wilmersdorf, als Architekt (Abb. 10).

„Stromüberbauten: Biegungsfeste vollwandige Bogen in steifer Verbindung mit biegungsfesten vollwandigen Zugbalken. Stützweiten 161,5 bezw. 105 m. Bogen und Balken sind durch Vertikalen verbunden und nehmen zusammen die Biegungsmomente auf. Entfernung der Hauptträger der Straßenbrücke 9,2 m, der Bahnbrücke 8 m. Pfeilhöhen der Bogen 20 bezw. 13 m. Stegblechhöhe 3 bezw. 2 m. Höhe des Zugbalkens bei der Straßenbrücke 1,6 m, bei der Bahnbrücke 1,8 m. Bogen und Balken haben einwandige Querschnitte. Abstand der Hängestangen und Hauptquerträger 9,75 bezw. 8,5 m. Der Bogen kann auch als Fachwerkträger ausgebildet werden. Oberer und unterer Windverband.

Flutüberbauten: Neun Überbauten aus einwandigen Blechträgern von je 29,2 m Stützweite. Entfernung der Hauptträger der Straßenbrücke 6,6 m, der Bahnbrücke 2 m. Trägerhöhe 3 m. Die Bahnbrücke zeigt Schwellen auf den Hauptträgern. Die Straßenfahrbahn ist halb versenkt. Entfernung der Querträger rd. 3 m.

Der Entwurf steht den Entwürfen Nr. 35 (Abb. 4 u. 5) und 60 (Abb. 6) nahe, erreicht aber dadurch, daß das Zugband biegungsfest ist und infolgedessen sehr hoch ausgeführt werden muß, nicht die Klarheit und Schönheit eines einfachen Bogenträgers."

Abb. 10 stellt den Entwurf mit Fachwerkbogen dar; angekauft wurde der Entwurf mit vollwandigen Bogenträgern.

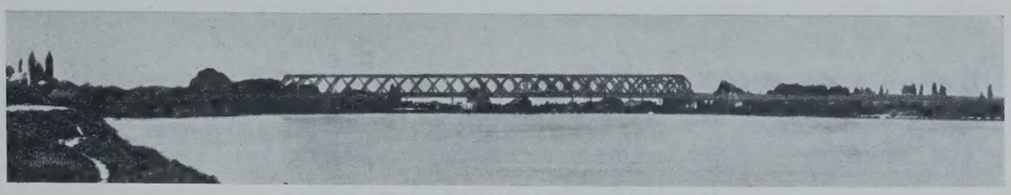


Abb. 11. Ankauf mit 500 R.-M. Entwurf Nr. 58. Kennzahl 242 168.

Ankauf mit 500 R.-M.: Entwurf Nr. 58. Kennzahl 242 168. Verfasser: Gesellschaft Harkort, Duisburg, mit Architekt Franz Brantzky, Köln (Abbild. 11).

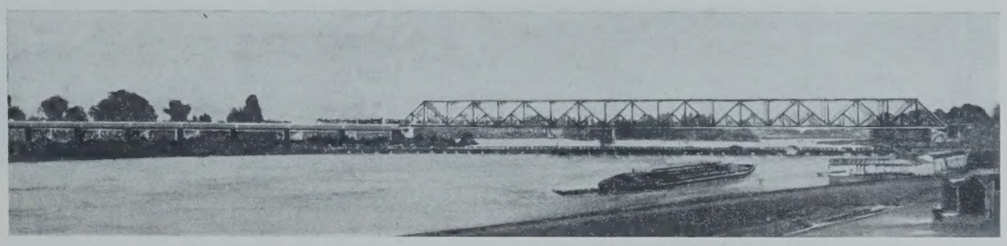


Abb. 12. Ankauf mit 500 R.-M. Entwurf Nr. 64. Kennzahl 568 234.

„Stromüberbauten: Durchlaufende Parallelfachwerkträger von 162 + 107 m Stützweite mit halb abgeschrägten Enden. Ausfachung Rautenfachwerk mit kurzen Hilfspfosten in den Kreuzungspunkten der Streben und einem Pfosten über der Mittelstütze. Systemhöhe 14 m. Abstand der Hauptträger der Straßenbrücke 9,1 m, der Bahnbrücke 7,5 m. Die Querträger sind nur an den Kreuzungspunkten der Streben aufgehängt. Bei der Bahnbrücke mit der größeren Konstruktionshöhe wird vorgeschlagen, die Querträger in den Anschlußpunkten an die Hängepfosten nicht mit dem Untergurt zu verbinden. Abstand der Querträger rd. 11 m. Oberer und unterer Windverband.

Abb. 13. Ankauf mit 500 R.-M. Entwurf Nr. 103. Kennzahl 909 090.

Flutüberbauten: Drei Gruppen von je über drei Öffnungen durchlaufenden einwandigen Blechträgern. Stützweite 30 m. Entfernung der Hauptträger der Straßenbrücke 6,5 m, der Bahnbrücke 2 m. Stegblechhöhe 2,5 m. Die Bahnbrücke zeigt Schwellen auf den Hauptträgern. Die Straßenfahrbahnkonstruktion ist halb versenkt. Entfernung der Querträger rd. 5 m.

Der Entwurf bietet einen technisch einwandfreien Rautenträger an mit einer zweckmäßigen Aufhängung der Querträger. Die Wirkung des Rautensystems tritt unter Berücksichtigung der hier anzustrebenden Unterordnung unter den Dom hinter der Wirkung der einfachen Strebenfachwerke zurück."

Ankauf mit 500 R.-M.: Entwurf Nr. 64. Kennzahl 568 234. Verfasser: Dr.-Ing. Kirchhoff, Berlin, und Hermann Honnef, Heidelberg (Abb. 12).

„Stromüberbauten: Durchlaufende Parallelfachwerkträger von 162 + 108 m Stützweite mit abgeschrägten Enden. Ausfachung mit abwechselnd fallenden und steigenden Streben mit Hilfspfosten und mit Unterteilung. Systemhöhe 13,5 m. Entfernung der Hauptträger der Straßenbrücke 9,5 m, der Bahnbrücke 7 m. Entfernung der Querträger 6,75 m. Oberer und unterer Windverband.

Flutüberbauten: Neun Überbauten aus einwandigen Blechträgern von je 30 m Stützweite. Entfernung der Hauptträger der Straßenbrücke 6,5 m, der Bahnbrücke 1,8 m. Stegblechhöhe bei der Straßenbrücke 3 m bei der Bahnbrücke 3,75 m. Die Bahnbrücke zeigt Schwellen auf den Hauptträgern. Die Straßenfahrbahn liegt oben. Entfernung der Querträger 7,5 m. Die Überbauten der Bahnbrücke sind mit Rücksicht auf die Standsicherheit über den Pfeilern verankert.

Der Entwurf bringt ebenfalls einen ruhigen Parallelfachwerkträger mit Strebenfachwerk. Die vorgesehene Unterteilung jedoch wirkt weniger ruhig als das einfache Strebenfachwerk ohne Unterteilung, wie z. B. bei Entwurf Nr. 87 (Abb. 7)."

Ankauf mit 500 R.-M.: Entwurf Nr. 103. Kennzahl 909 090. Verfasser: Dipl.-Ing. K. E. Leibbrand, Stuttgart (Abb. 13).

„Stromüberbauten: Unter Einbeziehung der Speyerer Landöffnung durchlaufende vollwandige Balkenträger mit Vouten über den Stützen. Der Träger der Hauptöffnung ist an beiden Enden eingespannt, und zwar links durch den als Gegengewicht ausgebildeten Träger der Landöffnung, rechts durch Anordnung von zwei zug- und druckfesten Auflagern im Abstande von 8 m. Der Träger der Nebenöffnung ist nur links eingespannt, rechts liegt er frei auf und kragt 18 m weit in die erste Flutöffnung aus. Stützweiten 32 + 164 + 108 m. Der Träger besteht aus vier übereinander liegenden und vernieteten I P 100 mit daraufgesetzten Gurtlamellen. Entfernung der Hauptträger der Straßenbrücke 9,3 m, der Bahnbrücke 5,8 m. Beide Fahrbahnkonstruktionen sind versenkt. Entfernung der Querträger 8 m. Die Fahrbahn in der linken Landöffnung ist bei beiden Brücken aus Eisenbeton. Die Gehwege der Straßenbrücke liegen außerhalb der Hauptträger etwa 1 m unter Oberkante der Hauptträger. Bei der Bahnbrücke ist ein ebenso hoch und außerhalb der Hauptträger liegender Gehweg vorgesehen, der in dieser Lage seinen Zweck nicht erfüllt.

Flutüberbauten: Durchlaufende vollwandige Träger mit gegen das Landwiderlager hin bis auf 33 m abnehmenden Stützweiten.

In der ersten 72 m weiten Flutöffnung ruht ein 54 m weit gestützter Träger auf dem 18 m langen Kragarm des Überbaues der kleinen Stromöffnung. Die Hauptträger der Flutüberbauten bestehen aus drei übereinander liegenden und vernieteten I P 90 mit Gurtlamellen. Abstand der Hauptträger der Straßenbrücke 8,1 m, der Bahnbrücke 3,6 m. Beide Fahrbahnkonstruktionen sind halb versenkt. Abstand der Querträger 6 m. Baustoff St 48.

Von dem eingangs erwähnten Gesichtspunkt aus betrachtet, daß die Unterordnung der Brücke in dem vom Dom beherrschten Gesamtbilde von ausschlaggebender Bedeutung sein müsse, würde dieser Entwurf als die beste Lösung zu betrachten sein. Das Preisgericht ist aber der Ansicht, daß er in der vorgeschlagenen Form technisch nicht ausführbar ist und ungelöste Probleme enthält, die auch durch weitere Maßnahmen nicht zu lösen sind. Die Trägerhöhe müßte mit Rücksicht auf die durch den Eisenbahnbetrieb geforderten geringen Durchbiegungen erheblich größer sein. Die am Strompfeiler vorgesehene feste Einspannung ist technisch nicht einwandfrei. Auch das Zusammensetzen der hohen Blechwand aus übereinandergesetzten I-Trägern ist namentlich mit Rücksicht auf die Vergrößerung der Trägerhöhe über den Pfeilern zu beanstanden. Der Übergang über dem Pfeiler zwischen Strom- und Flutüberbauten ist ästhetisch nicht befriedigend, ebensowenig wie die Ausbildung der Träger über der Speyerer Landöffnung. Der Träger würde auch in jedem Falle so viel Eisenmassen erfordern, daß er unwirtschaftlich ist. Bei einer zur Wirtschaftlichkeit führenden Vergrößerung der Trägerhöhe würden die geschilderten Vorzüge des Überbaues erheblich herabgemindert."

Ankauf mit 500 R.-M.: Entwurf Nr. 118. Kennzahl 270 000. Verfasser: Oberbaurat Alexander Brauer, Berlin-Wilmersdorf, Reg. Baurat Dr.-Ing. Friedrich Herbst, Berlin, und Dipl.-Ing. Edgar Schmidt, Berlin-Lichterfelde.

„Stromüberbauten: Durchlaufende Parallelfachwerkträger von 163 + 108 m Stützweite mit abgeschrägten Enden. Ausfachung Strebenfachwerk mit Hilfspfosten. Systemhöhe 16 m. Abstand der Hauptträger der Straßenbrücke 9,2 m, der Bahnbrücke 7,5 m. Feldweite in der Hauptöffnung 11,75 m, in der Nebenöffnung 10,8 m. Bei der Straßenbrücke ist in der großen Öffnung Holzpflaster, in der kleinen Steinpflaster vorgesehen. Bei der Bahnbrücke ist in der großen Öffnung offene Fahr-

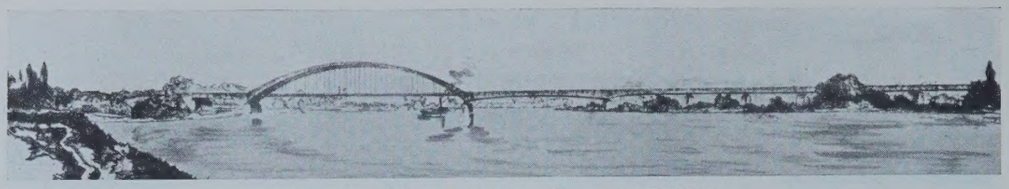


Abb. 14 Entwurf Nr. 12. Kennzahl 765 892.

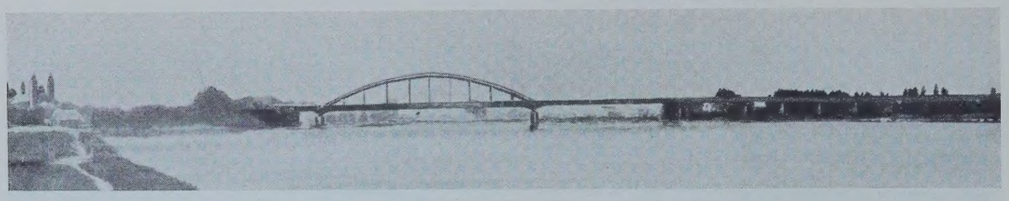


Abb. 15. Entwurf Nr. 66. Kennzahl 564 851.

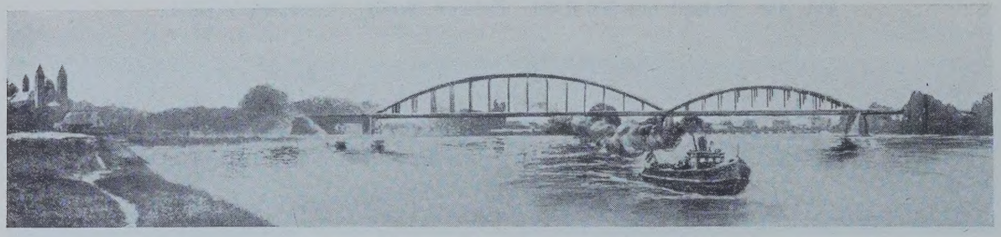


Abb. 16. Entwurf Nr. 36. Kennzahl 494 949.

bahn, in der kleinen geschlossene Fahrbahn vorgesehen. Oberer und unterer Windverband.

Flutüberbauten: Neun Überbauten aus einwandigen Blechträgern von je 30 m Stützweite. Trägerhöhe 3 m. Abstand der Hauptträger der Straßenbrücke 7 m, der Bahnbrücke 2 m. Die Bahnbrücke zeigt Schwellen auf den Hauptträgern. Die Straßenfahrbahnkonstruktion ist halb versenkt. Entfernung der Querträger 2 m."

Der Entwurf steht in der äußeren Erscheinung der Abb. 7 so nahe, daß er hier nicht wiedergegeben werden soll. Er besitzt im allgemeinen die Vorzüge dieses Entwurfs, steht ihm aber hinsichtlich der Felderteilung nach.

Neben diesen zehn preisgekrönten und angekauften Entwürfen kamen noch folgende sechs Entwürfe in die engste Wahl:

Entwurf Nr. 12. Kennzahl 765 892. Verfasser: Louis Eilers, Hannover-Herrenhausen, mit Prof. Dr. German Bestelmeyer, München (Abb. 14).

„Über die ganze Brückenlänge durchlaufende Blechträger, die über der großen Stromöffnung als vollwandige Bogenträger mit Zugband ausgebildet sind. Stützweite des Bogenträgers in der großen Stromöffnung 163 m, des Überbaues in der kleinen Stromöffnung 107 m. Daran schließen sich sechs Flutöffnungen mit Überbauten von $1 \times 62 + 5 \times 42$ m Stützweite an. Abstand der Hauptträger der Strom- und Flutüberbauten bei der Straßenbrücke 10 m, bei der Bahnbrücke 8 m. In der Speyerer Landöffnung Blechträger von 42 m Stützweite. Die Hauptträger der beiden Stromöffnungen und der ersten Flutöffnung sind doppelwandig, die übrigen einwandig. Pfeilhöhe des Bogens 20 m. Stegblechhöhe im Scheitel 3 m, an den Kämpfern 7 m. Das Zugband liegt rd. 5 m über den Lagern und ist mit den Querträgern vernietet. Abstand der Hängestangen und Querträger des Bogenträgers 11,5 m. Abstand der Querträger der übrigen Überbauten 6,2 bezw. 5,25 m. Zwischen den Bogen sind in den Ebenen der Hängestangen Querriegel angeordnet, die mit den Hängestangen und Querträgern geschlossene Rahmen bilden. In den Ebenen der ersten Hängestangen sind Halbrahmen vorgesehen. Stegblechhöhe in der Mitte der kleinen Stromöffnung bei der Bahnbrücke 4 m, bei der Straßenbrücke 3,6 m. An den Auflagern beträgt die Trägerhöhe 7 m. Mit Rücksicht auf die Durchbiegung des Überbaues in der kleinen Stromöffnung sind die Überbauten der drei Öffnungen von $163 + 107 + 62$ m Weite durchlaufend. Stegblechhöhe der Flutüberbauten bei der Bahnbrücke 4 m, bei der Straßenbrücke 3,6 m. Beide Fahrbahnkonstruktionen sind versenkt. Die Straßenoberkante ist durch Anrampungen in den ersten Seitenöffnungen um 70 cm gehoben, um freien Ausblick zu gewinnen. Baustoff mit Rücksicht auf die Durchbiegungen St 37."

Der Entwurf schied aus der Preisverteilung und Ankaufempfehlung aus, weil nach der schon eingangs mitgeteilten Ansicht der Mehrheit des Preisgerichts die verschiedene Überbrückungsart der beiden Stromöffnungen durch den verhältnismäßig geringen Unterschied in den Stützweiten nicht genügend gerechtfertigt erschien. Der Blechträger in der kleinen Öffnung bietet konstruktive Schwierigkeiten. Wählt man ihn mit Rücksicht auf freien Ausblick niedrig, so wird die Durchbiegung zu groß. Gibt man ihm die den zulässigen Durchbiegungen entsprechende Höhe, so wird der Ausblick genommen. Der vielfach gemachte Vorschlag, die Fahrbahnen zu heben, widerspricht den Bedingungen. Bei der Bahnbrücke kann er überhaupt nicht in Frage kommen.

Der vorstehende Vorschlag, die große Stromöffnung mit einem Bogen und die kleine mit einem Blechbalkenträger zu überspannen, wurde von einer ganzen Anzahl von Bewerbern gemacht. Dabei wurde neben der Lösung in Abb. 14, bei der der Blechträger in der großen Öffnung hochgezogen und als steifer Bogen mit Zugband ausgebildet wird, vielfach noch die weitere Lösung vorgeschlagen, den Blechträger in der großen Öffnung wagerecht durchzuführen und durch einen Stabbogen zu versteifen. Von den letztgenannten Entwürfen kamen zwei in die engste Wahl: der Entwurf Nr. 41, Kennzahl 222222, Verfasser: Wilhelm Faust, Oberingenieur in Firma Christoph & Unmack, Niesky, mit A. W. Müller, Architekt B. D. A., Frankfurt (Main), und der Entwurf Nr. 66, Kennzahl 564 851, Verfasser: Dr.-Ing. Tils, Reichsbahnoberrat, Köln.

Bei dem Entwurf von Faust läuft ein 3,6 m hoher Blechträger über die ganze Brückenlänge durch. Die Überbauten in den beiden Stromöffnungen und in der ersten 54 m weiten Flutöffnung sind kontinuierlich; die Hauptträger sind hier doppelwandig, in den übrigen Flutöffnungen einwandig. Der Stabbogen in der Hauptöffnung hat eine Pfeilhöhe von 18,4 m. Die Entfernung der Hauptträger beträgt in den drei großen Öffnungen bei der Straßenbrücke 9 m, bei der Bahnbrücke 8 m, in den übrigen Flutöffnungen 9 bezw. 5,5 m. Beide Fahrbahnkonstruktionen sind auf der ganzen Brücke versenkt, wobei die Lage der Gehwege bei der Straßenbrücke keinen freien Ausblick gestattet.

Der Entwurf von Tils (Abb. 15) sieht für die Stromüberbauten unter Einbeziehung der Speyerer Landöffnung und eines Teils der Flutöffnungen durchlaufende doppelwandige Blechträger mit zwei Gelenken in der Nebenöffnung vor. Stützweiten $18 + 167 + 106 + 50$ m. In der 18 m weiten Öffnung sind die Träger einwandig. Über der Hauptöffnung ist der Blechträger durch einen Stabbogen versteift. Höhe der Blechträger 3,85 m, an den Stützen rd. 7 m. Der 52 m weit gespannte eingehängte Träger der Nebenöffnung stützt sich auf zwei Kragarme von 34 bezw. 20 m Länge. Entfernung der Hauptträger der Straßenbrücke 9,6 m, der Bahnbrücke 8 m. Pfeilhöhe des Stabbogens 25 m. Abstand der Hängestangen 16 m, der Querträger 8 m. Bei der Bahnbrücke sind am Übergang zur Flutbrücke Gegengewichte vorgesehen. Fahrbahnwindverband und Verband in der Fläche der Stabbogen. Um bei der Straßenbrücke freien Ausblick zu gewinnen, wird vorgeschlagen, die Straßenoberkante um 80 cm zu heben.

Die Flutüberbauten sind über sieben Öffnungen durchlaufende einwandige Blechträger von 31,2 m Stützweite. Trägerhöhe 2,5 m. Abstand der Hauptträger der Straßenbrücke 7,8 m, der Bahnbrücke 3,7 m. Beide Fahrbahnkonstruktionen sind versenkt. Die Bahnbrücke hat durchgeführtes Schotterbett. Entfernung der Querträger bei der Straßenbrücke rd. 6 m, bei der Bahnbrücke rd. 3 m.

Bei dem Entwurf Nr. 36 (Abb. 16), Kennzahl 494 949 sind die Blechträger in beiden Stromöffnungen durch Stabbogen versteift. Verfasser sind die Träger des ersten Preises Baurat Dr.-Ing. Voß, Kiel, und Landesbaurat Klatt, Kiel.

„Ein 2,7 m hoher Blechträger läuft auf die ganze Brückenlänge durch. Stützweite der beiden Stromüberbauten 160,5 bezw. 106,4 m. Entfernung der Hauptträger der Straßenbrücke 9,4 m, der Bahnbrücke 8 m. Pfeilhöhe der Stabbogen 14,2 m. Die Blechträger in den Stromöffnungen sind doppelwandig. Entfernung der Hängestangen 10,5 bezw. 9,5 m, der Querträger 5,25 bezw. 4,75 m. Oberer und unterer Windverband.

Die Flutüberbauten bestehen aus zwei Gruppen von je über vier Öffnungen durchlaufenden einwandigen Blechträgern von 2,7 m Höhe und 33,7 m Stützweite. Entfernung der Hauptträger der Straßenbrücke 9,4 m, der Bahnbrücke 4,46 m. Beide Fahrbahnkonstruktionen sind versenkt.

Entfernung der Querträger rd. 5,6 m. Der Gehweg der Bahnbrücke liegt außerhalb der Hauptträger und erfüllt in dieser Lage nicht seinen Zweck. Die Gehwege der Straßenbrücke sind im 2. Ausbauzustande 2,25 m breit, um die Geländer auf die ganze Brückenlänge in einer Ebene durchführen zu können."

Entwurf Nr. 59, Kennzahl 64 219 836, Verfasser: Dr.-Ing. Maier-Leibnitz, Stuttgart, und Architekt Regierungsbaumeister Alfred Daiber, Stuttgart, kommt dem Entwurf Nr. 58 (Abb. 11) nahe, steht ihm aber dadurch nach, daß auch in den Rautenspitzen Querträger angeschlossen sind.

Entwurf Nr. 82, Kennzahl 236 445. Verfasser: Eisenbau Essen G. m. b. H., Essen, Architekt Heydkamp und Bucerius, Regierungsbaumeister Kaminski, Essen (Abb. 17).

„Stromüberbauten: Durchlaufende Parallelfachwerkträger mit abgeschrägten Enden von 162 + 108 m Stützweite. Ausfachung Strebenfachwerk mit Unterteilung ohne Pfosten, Systemhöhe 14,8 m. Entfernung der Hauptträger der Straßenbrücke 9,3 m, der Bahnbrücke 8,2 m. Entfernung der Querträger 8,1 bezw. 9 m. Oberer und unterer Windverband.

Flutüberbauten: Durchlaufende einwandige Blechträger von 9 × 30 m Stützweite. Trägerhöhe 2,5 m. Die Straßenbrücke hat drei Hauptträger in je 3,5 m Abstand, die Bahnbrücke zwei Hauptträger mit 3 m Abstand. Beide Fahrbahnkonstruktionen sind halb versenkt. Entfernung der Querträger rd. 3,8 m.

Der Entwurf sieht einen ruhigen Parallelträger mit Unterteilung vor, bei dem sich aber die Querträger nicht so einwandfrei anschließen lassen wie bei Entwurf Nr. 64 (Abb. 12)."

Im Anschluß an die Beschreibung der in die engste Wahl gekommenen Entwürfe seien noch einige bemerkenswerte Entwürfe vorgeführt.

Entwurf Nr. 7. Kennzahl 119 911. Verfasser: Vereinigte Stahlwerke A.-G., Dortmunder Union-Brückenbau, Dortmund, mit Architekt L. Wehner, Düsseldorf (Abb. 18).

Stromüberbauten: Unter Einbeziehung eines Teiles der Flutöffnungen durchlaufender Rahmenträger ohne Gelenke von 2 × 161 m Stützweite. Der Obergurt fällt vom Mittelpfeiler nach beiden Ufern geradlinig ab. Ausfachung mit Pfosten ohne Streben. Systemhöhe über dem Mittelpfeiler 18 m. Enden vollwandig. Entfernung der Pfosten und Querträger rd. 6 m. Pfosten haben geschlossenen Kastenquerschnitt. Unterer Windverband. Kein oberer Verband. Querträger und Pfosten bilden Halbrahmen, nur über dem Mittelpfeiler ein kräftiges Portal. Höhe der Untergurte 2,6 m gleich der Höhe der einwandigen Blechträger über den Flutöffnungen. Entfernung der Hauptträger der Straßenbrücke 10,3 m, der Bahnbrücke 7,5 m.

Entwurf Nr. 65. Kennzahl 951 413. Verfasser: Geh. Regierungsrat Prof. Dr.-Ing. Hertwig, Berlin, Prof. Dr.-Ing. Pohl, Berlin, und Regierungsbaumeister Schmieden, Berlin-Lichterfelde (Abb. 19).

Stromüberbauten: Durchlaufender vollwandiger Rahmenträger auf drei Stützen mit zwei Zugbändern. Stützweite 162,4 + 108 m. Die doppelwandigen Rahmen haben annähernd Trapezform. Entfernung der Hauptträger der Straßenbrücke 9,9 m, der Bahnbrücke 8,1 m. Höhe der Systemlinie der Rahmenriegel über Zugband in der Hauptöffnung 14,5 m, in der Nebenöffnung 8,5 m. Stegblechhöhe der Riegel 4,6 bezw. 3,5 m. Das Zugband liegt rd. 6 m über den Auflagern. Abstand der Hängestangen und Querträger 5,87 m. Querträger mit Zugband vernietet. Oberer und unterer Windverband. Untergurte der Rahmenriegel durch Halbrahmen gehalten.

Abb. 17. Entwurf Nr. 82. Kennzahl 236 445.

Abb. 18. Entwurf Nr. 7. Kennzahl 119 911.

Abb. 19. Entwurf Nr. 65. Kennzahl 951 413.

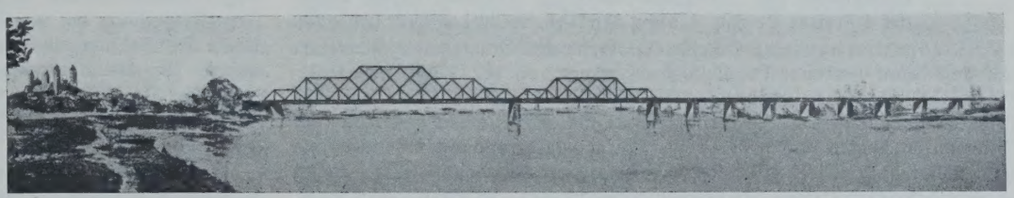


Abb. 20. Entwurf Nr. 68. Kennzahl 321 457.

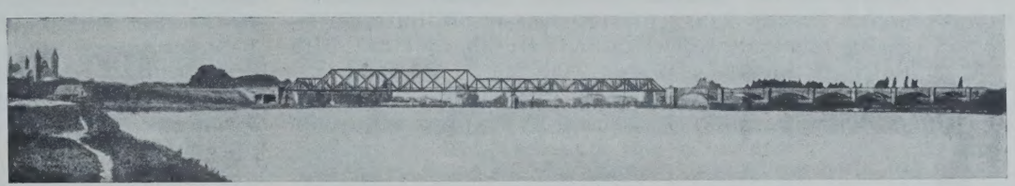


Abb. 21. Entwurf Nr. 92. Kennzahl 149 206.

Abb. 22. Entwurf Nr. 108. Kennzahl 145 000 S_2.

Entwurf Nr. 68. Kennzahl 321 457. Verfasser: J. Gollnow & Sohn, Stettin, und Prof. Hans Poelzig, Berlin (Abb. 20).

Stromüberbauten: Zwei Fachwerkträger mit gestuften Obergurten. Stützweiten 184,27 m (mit Einbeziehung der Speyerer Landöffnung) und 107,5 m. Ausfachung Rautenfachwerk mit kurzen Hilfspfosten und einem Pfosten in jedem ersten Rautenfeld. Der Träger der Hauptöffnung ist zweimal gestuft. Systemhöhen 24 — 16 — 8 m. Der Träger der Nebenöffnung ist einmal gestuft. Systemhöhen 16 — 8 m. Entfernung der Hauptträger der Straßenbrücke 9,7 m, der Bahnbrücke 8 m. Entfernung der Querträger rd. 7,7 m. Oberer und unterer Windverband.

Entwurf Nr. 92. Kennzahl 149 206. Verfasser: Reichsbahnoberrat Blunck, Altona, Reichsbahnrat Schwamborn, Altona (Abb. 21).

Stromüberbauten: Durchlaufender, in der Hauptöffnung gestufter Parallelfachwerkträger mit schrägen Endabschlüssen. Stützweiten 165 + 109 m. Ausfachung im mittleren Teil der Hauptöffnung gekreuzte Streben mit Pfosten und kurzen Hilfspfosten in den Kreuzungspunkten der Streben. In den seitlichen Teilen der Hauptöffnung sowie in der Nebenöffnung abwechselnd fallende und steigende Streben mit Hilfspfosten. Trägerhöhe 17 bezw. 10 m. Abstand der Hauptträger der Straßenbrücke 9,2 m, der Bahnbrücke 8 m. Entfernung der Querträger 9,1 m. Oberer und unterer Windverband.

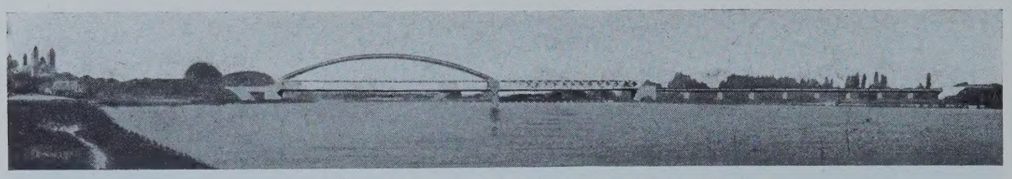


Abb. 23. Entwurf Nr. 79. Kennzahl 280 179.

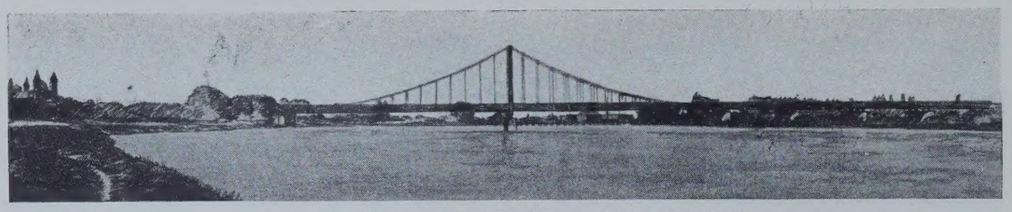


Abb. 24. Entwurf Nr. 29. Kennzahl 2 796 681 N.

Abb. 25. Entwurf Nr. 78. Kennzahl 9 821 441.

Entwurf Nr. 108. Kennzahl 145000 S_2. Verfasser ist der Träger des 4. Preises Dr.-Ing. Georg Müller, Berlin-Lankwitz (Abb. 22).

Stromüberbauten: Durchlaufender, in den Öffnungen symmetrisch zu den Ufern gestufter Parallelfachwerkträger von 162 + 106,28 m Stützweite. Systemhöhen 16 bezw. 8 m. Ausfachung im mittleren Teil des Trägers Rautenfachwerk mit Hilfspfosten in den Kreuzungspunkten der Streben, an beiden Enden des Trägers Strebenfachwerk mit fallenden und steigenden Streben mit Hilfspfosten. Stufungen und Endabschlüsse schräg. Abstand der Hauptträger der Straßenbrücke rd. 9 m, der Bahnbrücke 8,5 m. Feldweite 8 m.

Entwurf Nr. 79. Kennzahl 280 179. Verfasser: Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. Schaechterle, Stuttgart, B. Büttner, Ingenieur, Stuttgart, Architekten Fritz Hornberger und Otto Reichert, Korntal-Ludwigsburg (Abb. 23).

Stromüberbauten: Durchlaufender Parallelfachwerkträger von 163 + 107 m Stützweite. In der Hauptöffnung ist der Träger durch einen Stabbogen versteift. Ausfachung Rautenfachwerk mit Hilfspfosten in den Kreuzungspunkten der Streben. Systemhöhe rd. 8 m. Der Untergurt ist an den Pfeilern der Hauptöffnung rd. 4 m herabgezogen. Der Stabbogen ist über den Auflagern steif angeschlossen. Entfernung der Hauptträger der Straßenbrücke 9,4 m, der Bahnbrücke 8 m. Feldweiten 7,1 bezw. 6,9 m. Querträger nur an den Hilfspfosten. Pfeilhöhe des Stabbogens 17 m über Obergurt des Versteifungsträgers. Höhe des Bogens 2 m, drei bezw. zwei Windverbände.

Abb. 24 u. 25 stellen Vorschläge für Hängebrücken dar. Der erste Vorschlag wurde von der Brückenbauanstalt C. H. Jucho, Dortmund, mit Prof. Hans Freese, Karlsruhe, als Nebenvorschlag gemacht. Blechträger, die in den Stromöffnungen doppelwandigen, in den Flutöffnungen einwandigen Querschnitt haben, laufen über die ganze Brückenlänge durch. In den beiden je 162 m großen Stromöffnungen dienen die Blechträger als Versteifungsträger einer Hängebrücke. Das Hängewerk aus Kabeln oder Ketten ist symmetrisch zu den rd. 46 m hohen Pylonen und gibt seinen Zug an die Versteifungsträger ab. Abstand der Hauptträger beider Brücken in den Stromöffnungen 10, in den Flutöffnungen 9 m; Trägerhöhe bei der Straßenbrücke 4,5 m, bei der Bahnbrücke 5,5 m. Beide Fahrbahnen sind mit Rücksicht auf freien Ausblick um 1 m gehoben. Im Hauptvorschlag wurde die im Wettbewerbsprogramm vorgesehene Stellung des rechten Uferpfeilers beibehalten; das Hängewerk wurde jedoch symmetrisch zu den Pylonen über dem Strompfeiler angeordnet.

Die Stromüberbauten des in Abb. 25 gezeigten Entwurfs stellen eben falls eine zum Strompfeiler symmetrische Hängebrücke dar. Verfasser sind Architekt Alexander Krewe, Berlin, und Dipl.-Ing. Walter Birnbaum, Berlin. Lichtweite der Stromöffnungen 2 × 157 m. Der wagerechte Zug der zweiwandigen Flachbandkette wird von den 5 m hohen doppelwandigen Versteifungsträgern aufgenommen. Höhe der Pylone 26 m. Entfernung der Hauptträger der Straßenbrücke 9,6 m, der Bahnbrücke 8,6 m. Die Höhe der Versteifungsträger gestattet bei beiden Brücken von den Fahrbahnen aus keinen freien Ausblick auf den Strom.

Vermischtes.

Technische Hochschule Danzig. Anläßlich des 25jährigen Jubiläums der Technischen Hochschule wurde die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber u. a. verliehen: dem Oberbaudirektor Gustav Heinrich Leo aus Hamburg in Anerkennung hervorragender Verdienste um die Leitung und Ausgestaltung des Bauwesens, um die wissenschaftliche und organisatorische Betätigung auf sämtlichen Gebieten des Bauingenieurwesens im Bereich der Hansestadt Hamburg; dem Stadtbaurat a. D., Vorstand der Stettiner Hafengemeinschaft Gustav Fabricius aus Dubnitz (Rügen) in Anerkennung hervorragender Verdienste um die Förderung der technischen Wissenschaften durch die zielbewußte Entwicklung der Stettiner Hafenanlagen im Hinblick auf das Zusammenarbeiten von Hafen und Eisenbahn und die Vervollkommnung des Umschlags- und Lagerungswesens.

Technische Hochschule Stuttgart. Die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber wurde verliehen dem Professor an der Technischen Hochschule Danzig Gerhard Schulze-Pillot für seine ausgezeichneten Verdienste um die Förderung der Ingenieurwissenschaften, insbesondere der Maschinenelemente und der Kraftanlagen.

Technische Hochschule Berlin. Die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber wurde verliehen dem hervorragenden Lehrer der Schiffbauabteilung der Technischen Hochschule Danzig, Professor O. Lienau, in Anerkennung seiner großen Verdienste um die wissenschaftliche und experimentelle Erforschung der Schiffsfestigkeit.

Der 12. Deutsche Baupolizeitag (Vereinigung der höheren technischen Baupolizeibeamten Deutschlands) wird vom 1. bis 3. September d. J. in Mainz stattfinden. Sonntag, den 1. September, von 20,30 Uhr ab Begrüßungsabend in der Stadthalle; hierbei Vortrag von Direktor Prof. Dr. Neeb, Mainz, zur Einführung in die baukünstlerische Entwicklung von Mainz. Montag, den 2. September, um 8,30 Uhr Mitgliederversammlung im Bankettsaal der Mainzer Liedertafel, Große Bleiche 56; für die darauf (9 Uhr) folgende öffentliche Versammlung (am gleichen Ort) sind an Vorträgen vorgesehen: Vorentwurf für ein Reichsbaugesetz, Stadtbaudirektor Platz, Mannheim. — Über den Stand des preußischen Städtebaugesetzes, Magistratsoberbaurat Schwartz, Königsberg. — Vereinfachung und Beschleunigung des Baugenehmigungsverfahrens, Magistratsoberbaurat Schütz, Berlin. — Straßenbaukosten und Grundstücksbebauung, Stadtrat Dr.-Ing. Küster, Görlitz. — Baupolizeiliche Erleichterungen im Wohnungsbau, Oberbaurat Hespeler, Lübeck. — Gäste aus der Fachwelt willkommen. Dienstag, den 3. September: Besichtigungen. Anmeldung zur Tagung bei der Geschäftsstelle Hamburg, Große Bleichen 23 bis 27, Kaisergalerie.

Auszeichnung. Dem auf dem Gebiete des Gasbehälterbaues rühmlich bekannten Direktor Dr.-Ing. ehr. Konrad Jagschitz, Gustavsburg, hat das Franklin-Institut in Philadelphia die Edward-Longstreth-Medaille verliehen. Jagschitz ist seit beinahe 30 Jahren bei der M.A.N., Werk Gustavsburg, tätig; ihm verdankt man die Anregung zum Gerberbalken mit wechselnden Gelenken, Viergelenkbogen u. a. Bei den großen Teleskop-Gasbehältern kam er, um die übermäßigen Beckenwandstärken zu vermeiden, auf das Wölbbecken, vor allem hat er zuerst eine praktisch brauchbare Konstruktion des wasserlosen Scheibengasbehälters angegeben, der in wenigen Jahren eine große Verbreitung in aller Welt gefunden hat und zu bisher ungeahnten Raumgrößen führte[1]). Jagschitz war in der letzten Zeit mehrfach in Nord-Amerika, um mit den dortigen Fachkreisen bezüglich der wasserlosen Gasbehälter Fühlung zu nehmen. Im Zusammenhang damit steht die Verleihung der Edward-Longstreth-Medaille. Ka.

Betonstraßen-Tagung in München. Unter starker Beteiligung, von Geheimrat Prof. Dr. Brix geleitet, fand am 15. Juli in München eine Tagung des Ausschusses „Betonstraßen" der „Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau" (Stufa) statt. Nach Begrüßungsworten von Vertretern der Behörde, der Industrie- und Handelskammer München sowie ausländischer Organisationen sprach zunächst Ministerialrat Vilbig, München, über „Betonstraßen in Bayern".

Ende 1929 sind in Bayern auf zusammen rd. 32,4 km Staatsstraßen rd. 215 000 m² Betondecken vorhanden. Im Betonstraßenbau steht Bayern

[1]) Vgl. „Die Bautechnik" 1925, Heft 42, S. 603; 1926, Heft 41, S. 615 sowie Heft 50, S. 739.

daher unter den deutschen Ländern und preußischen Provinzen mit an erster Stelle. Die Decken wurden hauptsächlich auf Ausfallstraßen bei München auf alte Makadamfahrbahnen verlegt. Versuche, Betondecken auf Strecken mit feuchter Lage und feuchtem lehmigen Untergrund, dann in Neubaustrecken als Ersatz für Grundbau und gleichzeitig als neuzeitliche Verschleißdecken zu verwenden, sind recht gut gelungen. Die Unterhaltung der Betondecken gestaltet sich verhältnismäßig einfach. Die bisherigen Erfahrungen über Konstruktion und Ausführung der Decken, Beschaffenheit der Baustoffe, Mischungsverhältnis, Fugenausbildung usw., werden auf der 5 km langen Betonstraße verwertet, die zurzeit zwischen Nürnberg und Feucht im Zuge der Staatsstraße Nürnberg—Regensburg in Ausführung begriffen ist.

Die Bedenken, die ursprünglich gegen Betonstraßen namentlich wegen des noch immer verhältnismäßig starken Fuhrwerkverkehrs infolge der Eisenbereifung der Wagen und des Hufbeschlags der Pferde bestanden, haben sich als unbegründet erwiesen. Betondecken, die als schwere Decken anzusprechen und zu verwenden sind, sind als solche gut geeignet und wirtschaftlich; namentlich vom Kraftfahrverkehr werden sie wegen der ebenen Oberfläche und guten Griffigkeit sehr geschätzt. —

Als Zweiter sprach der Verkehrsreferent des Bayerischen Automobil-Clubs, Ludwig Graf Almeida, und zwar über „Anforderungen des Straßenbenutzers an das deutsche Straßennetz". Von dem Vortrage interessiert hier hauptsächlich der technische Teil.

Hinsichtlich der technischen Forderungen, die der Kraftfahrzeugbesitzer an das deutsche Straßennetz stellen kann, wird es sich weniger darum handeln, welcher Art des Straßenbaues der Kraftfahrer den Vorzug geben soll, als vielmehr um eine Reihe von Mindestforderungen, die für reibungs- und gefahrlose Abwicklung des Straßenverkehrs ausschlaggebend sind.

Hierzu gehört vor allem eine nach einheitlichen Gesichtspunkten durchzuführende Straßenunterhaltung. Es muß auf Bezirke und Gemeinden eingewirkt werden, daß sie die wieder instand gesetzten Straßen auch tatsächlich erhalten. Provinzial- bezw. Bezirksstraßen, die für den Durchgangsverkehr wichtig sind, müssen von den Ländern übernommen und ihrer Bedeutung entsprechend umgebaut werden.

Auch die Straßenbreite wird von der Bedeutung der in Frage kommenden Straße abhängig sein. Für die großen Durchgangstraßen, auf denen Durchschnittsgeschwindigkeiten von 60 km/h gewährleistet sein müssen, genügt eine Breite von 5,50 m nicht. Hier sind vielmehr 8 m Breite notwendig, und an den Ausfallstraßen der Großstädte in deren unmittelbarer Nähe ist die Breite bis auf 12 m zu erhöhen. Ein großer Teil unserer Landstraßen hätte heute schon eine weit größere Straßenbreite, wenn nicht die Straßenränder auf beiden Seiten mit Gras bewachsen wären.

Eine Gefahr für den Kraftfahrer bilden die bei Straßenerweiterungen entstehenden sogenannten Bankettauffüllungen. Diese müssen zum mindesten so befestigt werden, daß ein Abrutschen des Fahrzeuges vermieden wird. Zu erstreben ist hierbei eine einheitliche Durchführung der Straßendecke auf die ganze Straßenbreite.

Nicht minder gefährlich für Pferdefuhrwerk wie für Kraftfahrzeuge sind die überstarken Wölbungen der Straßenoberfläche. Um mit seinem Fahrzeug nicht abzurutschen, ist der Fahrer jedes Fahrzeuges gezwungen, die Straßenmitte einzuhalten und seine Geschwindigkeit stark herabzumindern, da ein Ausweichen sonst unmöglich ist. Ebenso gefährlich sind die nach außen hängenden Kurven. Auf entsprechende Überhöhung der Kurven müßte bei allen Straßenumbauten Rücksicht genommen werden. Der in Norddeutschland noch vielfach vorhandene Sommerweg hat heute keine Berechtigung mehr und sollte schon mit Rücksicht auf die dadurch zu erzielende Verbreiterungsmöglichkeit aufgelassen werden.

Die Verkehrssicherheit auf der Landstraße kann außer durch geeignete Baumaßnahmen (Kurvenerhöhungen, Verbreiterung des Straßenkörpers an gefährlichen Stellen, Ortsumleitungen, Schaffung einer besseren Straßenübersicht u. dgl.) auch durch sachgemäße Markierung mit den internationalen Warnungstafeln gesteigert werden. Nicht auf die Zahl der aufgestellten Warnungstafeln kommt es an, sondern vielmehr darauf, daß sie am richtigen Platze stehen. Die Erfahrung hat gezeigt, daß ein Zuviel an Tafeln schadet, da diese dann den Fahrer verwirren.

Die brennende Frage der Sicherung der schienengleichen Bahnübergänge ist leider noch nicht in befriedigender Weise gelöst, wenn auch die neue Eisenbahnbau- und Betriebsordnung dieser Frage erhöhte Aufmerksamkeit zuwendet.

Wichtig ist ferner die Frage der Sperrung der Baustrecken. Wenn sich auch in manchen Fällen eine völlige Sperrung der Baustrecken nicht vermeiden lassen wird, so muß doch stets sowohl hinsichtlich der Auswahl der Umleitungstrecke als auch insbesondere hinsichtlich deren Markierung bei Tag und Nacht einwandfrei gesorgt werden. Erfreulicherweise sind im letzten Jahre die völligen Sperrungen von Baustrecken wesentlich vermindert worden.

Zu dem Ausbau der großen internationalen Durchgangstraßen, die aber keine reinen Autostraßen sein sollen, ist zu bemerken, daß zunächst je eine große Durchgangslinie in west-östlicher und nord-südlicher Richtung genügen dürfte. Bei ihrer Linienführung wäre auf folgende Punkte zu achten: Eine durchschnittliche Breite von 8 bis 10 m dürfte genügen. Besondere Aufmerksamkeit müßte der Übersichtlichkeit der Strecken zugewendet werden. Enge Ortstraversen und unübersichtliche Kurven müssen tunlichst vermieden werden. Schienengleiche Bahnübergänge sind durch Über- oder Unterführungen zu ersetzen. Die Markierung der Straßen durch entsprechende international vereinbarte Numerierung ist anzustreben. Die Straßenbauart müßte in einem Lande möglichst einheitlich sein. —

Einen weiteren Vortrag hielt Dipl.-Ing. Filser über „Erfahrungen mit dem deutschen Straßennetz und die Erfordernisse bautechnischer Art vom Standpunkte des Kraftfahrers". Die „Stufa" hat bereits vor zwei Jahren unter Zuziehung aller Interessierten einen Vorschlag zum Kraftwagenstraßennetz Deutschlands ausgearbeitet, in dem die wichtigsten Verkehrstraßen festgelegt sind, und der die Unterlage für eine einheitliche Regelung in Deutschland bilden soll. Es wäre zu wünschen, daß dieses Straßennetz möglichst bald durch die Länderregierungen anerkannt wird.

Mit der Festlegung einer deutschen Hauptstraßenkarte durch Reich und Länder könnte auch an die dringend notwendige Nummerbezeichnung der einzelnen Straßenzüge gegangen werden, ähnlich wie die französischen Routes-Nationales. Die nächste Folge müßte die jährliche zentrale Festlegung eines Bauprogramms sein.

Die Bauart für die einzelnen Straßen-Großabschnitte müssen je nach den örtlichen Verhältnissen festgelegt werden. Die heutigen Verkehrstraßen sind ein wechselvolles Gebilde aller möglichen Ausführungsarten. Große Erschwernisse für den Kraftfahrer bieten bei den einzelnen Bauarten schon die verschiedenen Reibungszahlen, deren Wechsel besonders bei nassem Wetter unangenehm, sehr häufig auch gefahrvoll sein kann. Auch der Abnutzungsgrad dieser Bauarten ist verschieden.

Ein wunder Punkt unserer Straßenerneuerung sind die Umleitungen. Aber sie lassen sich insbesondere bei Erneuerung der Packlage doch nicht ganz vermeiden und stellen eine recht unangenehme Belastung des Kraftfahrers dar.

Umleitungen sollten nur über einigermaßen ausgebaute Nebenwege geführt werden dürfen, diese müßten vor Eröffnung der Umleitung gegebenenfalls instand gesetzt werden. Auch die Dauer der Straßensperrungen und der damit verbundenen Umleitungen läßt sehr zu wünschen übrig. Unter allen Umständen dürfen vollständige Sperrungen sich nur auf wenige Tage oder Wochen beschränken.

Für die Wahl der Ausführung der Straßen sind vor allem wohl wirtschaftliche Gründe maßgebend. Mein Urteil über die Betonstraße geht dahin, daß sie für den Kraftfahrer als Ideal zu bezeichnen ist. Nicht nur daß bei ordnungsgemäßer Herstellung ein geringer Kraftaufwand und damit Ersparnis an Betriebstoff und Reifen möglich ist, haben sie einen weiteren Vorteil dadurch, daß sie für die Bedürfnisse des Kraftverkehrs griffig genug sind, um ein sicheres Fahren zu gewährleisten. Der Hauptvorteil der Betonstraße jedoch besteht für mich darin, daß sie auch bei Nacht „hell" ist, d. h. daß sie das Scheinwerferlicht stark reflektiert. Dieser Vorteil ist besonders groß, denn es heben sich infolge der Helligkeit der Straße alle anderen Straßenbenutzer, wie Fußgänger, Radfahrer usw., als deutlich erkennbare Silhouetten ab und geben dadurch dem Fahrer das Gefühl der Sicherheit. Bei dunklen Straßen hat der Fahrer immer das unangenehme Gefühl, daß ihm aus dem Dunkel der Straße kurz vor dem Wagen eine Gestalt auftauchen kann. Diese Unannehmlichkeit kann bei Regenwetter einen hohen Grad annehmen.

Die Rissebildung bei Betonstraßen wird hoffentlich, dank den fortschreitenden Erfahrungen, verhindert werden können. Solange die Risse nicht aufstehen, also einen scharfen Rand bilden, sind sie als solche für den Kraftfahrer belanglos. Der Stoßausbildung muß natürlich besonderes Augenmerk zugewandt werden. Nicht nur daß bei unebenen Stößen eine frühzeitige Abnutzung der Straße eintritt und das ruhige Rollen des Fahrzeuges auf der Betonstraße unangenehm durch kurze Erschütterungen unterbrochen wird, auch noch eine andere Gefahr können die unausgeglichenen Fugen mit sich bringen. Dadurch, daß sie in stets gleichen Abständen auftreten, können sie bei schnellfahrenden und weichgefederten Kraftwagen zu unangenehmen Federschwingungen führen. Sobald die Schwingungsdauer der Feder ebenso groß ist wie die Fahrzeit von Stoßfuge zu Stoßfuge, addieren sich die Schwingungsmomente, und in kürzester Zeit wird das Fahrzeug zu „schwimmen" beginnen, d. h. nicht mehr in der Gewalt des Lenkers sein. Begegnen könnte man diesem Nachteil, indem man die Stoßfugen nicht senkrecht, sondern etwas geneigt zur Straßenachse verlaufen läßt. Dadurch bekommen die Vorder- und Hinterräderpaare zeitlich verschiedene Impulse, so daß keine gleichmäßigen Schwingungen mit ihren Folgen möglich sind.

Betonstraßen sollten nur von durchaus leistungsfähigen Firmen ausgeführt werden, da sonst einerseits die Güte der Straße leiden kann, anderseits die längere Dauer der Ausführung eine recht unangenehme Belastung für den Kraftfahrer bedeutet.

Trotz des Mangels an Geldmitteln muß immer wieder die Forderung gestellt werden, daß die Anlage eines brauchbaren Straßennetzes möglichst schnell durchgeführt wird. Es sei an die Worte eines bekannten Straßenbau-Fachmannes erinnert, der vor einigen Jahren sagte: „Wir sind zu arm, um uns den Luxus schlechter Straßen zu leisten". —

Zuletzt behandelte Geheimrat Prof. R. Otzen von der Technischen Hochschule Hannover das Thema: „Der heutige Stand des Betonstraßenbaues in Deutschland". Erst seit 1925 besteht eine systematische Bestrebung für die Einführung der Betonstraßenbauweise. Die zahlenmäßigen Erfolge, gemessen an der Zahl der ausgeführten Quadratmeter, sind unter Berücksichtigung des anfangs starken Widerstandes seitens der Bauherren verhältnismäßig erfreulich. Von 1925 bis 1928 sind folgende Betonstraßen-Bauaufträge ausgeführt worden:

1925:	16 Bauaufträge	rd.	40 000 m²
1926:	57 „	„	240 000 „
1927:	111 „	„	490 000 „
1928:	136 „	„	530 000 „

Bis Ende 1928 sind demnach im ganzen 1,3 Mill. m² Betonstraßen in Deutschland entstanden. Da diese Deckenfläche aber aus 320 Bauaufträgen stammt, so bedeuten diese Zahlen doch, daß der Durchschnitt der Aufträge nur 4000 m² betrug, oder daß bei Annahme von 5 m Straßenbreite die durchschnittliche Neubaustrecke nur 800 m lang ist. Diese Tat-

sache zeigt, daß es sich im wesentlichen doch immer noch um Versuchstrecken handelt.

Ein Vergleich mit der Entwicklung, die andere Straßenbauweisen genommen haben, ergibt etwa folgendes Bild, wobei die Pflasterstraßen außer Ansatz gelassen sind, da diese Ausführungen sich in der Berichtsperiode wenig oder gar nicht verändert haben: Auf dem Gebiete der Teer- und Asphaltstraßendecken, das für das Vergleichsbild geeigneter ist, sind im Jahre 1928 schätzungsweise ausgeführt:

3,2 Mill. m² schwere Decken,
4,6 „ „ mittlere „
50,0 „ „ Oberflächenbehandlung.

Die im gleichen Jahre erstellten 0,5 Mill. m² Betondecken bleiben dagegen erheblich zurück, auch wenn man nur die schweren und einen kleinen Teil der mittleren Decken in Betracht zieht.

Im Anschluß daran wurde eine Kritik über Fehlschläge in der Betonbauweise gegeben. Dabei wurde mit Nachdruck darauf hingewiesen, daß fehlerhafte Ausführungen, namentlich von der gegnerisch eingestellten Fachwelt, sehr scharf kritisiert werden. Insbesondere wurde der hohen Beanspruchungen gedacht, die das außergewöhnliche Frostwetter im Frühjahr 1929 an die Straßendecken stellte. Nach den genauen Berichten, die die Bauberatungstellen des Deutschen Zementbundes gesammelt haben, hat die Betonstraße diese ungewöhnliche Frostprobe sehr gut überstanden und braucht sie den Vergleich mit anderen Straßenbauweisen nicht zu scheuen.

Die ursprünglich gegen die Einführung der Betonstraße erhobenen Einwände haben sich durch die praktische Beobachtung zum Teil schon als haltlos herausgestellt. Im wesentlichen sind nur zwei Fragen übriggeblieben: die Rissebildung und die technische Konstruktion der Fugenränder. Die Schwierigkeit der Lösung dieser Fragen wird auch von den Anhängern der Betonbauweise anerkannt, sie bildet den Gegenstand eifrigen wissenschaftlichen Studiums und umfangreicher Prüfung durch praktische Versuche. Hinsichtlich der Rissebildung wurde der Auffassung Ausdruck gegeben, daß der Einfluß dieser Erscheinung auf den Betrieb bedeutungslos sei. Eine unvermeidliche Folge sei nur eine geringe tragbare Vermehrung der Unterhaltungskosten.

Hinsichtlich der Fugenkonstruktion wurde gesagt, daß die Ergebnisse der neuesten Versuche mit Sicherheit eine befriedigende Lösung in kurzer Zeit erwarten lassen.

Bei dem heutigen Stande der Technik im Betonstraßenbau gegenüber der Zeit des Beginnes ist folgendes als „neu“ anzusprechen: Bei den verwendeten Rohstoffen handelt es sich in erster Linie um die Verbesserung der Zemente, die durch gewisse Zuschläge erreicht werden soll. Bei den Steinkorngemengen hat sich gezeigt, daß nur stofflich hochwertige Gesteinsorten, die ein gut würfeliges und reines Brechgut liefern und eine hohlraumarme Körnungstaffelung die notwendigen Forderungen sind. Über das Einbringen des Betons und seine Verdichtung wurden ausführliche Mitteilungen gemacht, da die Methode der Verarbeitung der wichtigste Faktor für den Erfolg ist. Dabei wurde auf die neuesten Stampfmaschinen hingewiesen, die die Mängel der Verwendung von Preßluftstampfern und der über den Querschnitt hinweg reichenden starren Stampfbohle vermeiden. Es handelt sich hier um eine Reihe selbsttätig abwechselnd wirkender Fallbären. Diese Anordnung gewährleistet einmal die Ausübung völlig gleichmäßiger Stampfdrücke und ferner die Erfassung jedes Flächenteilchens der Decke.

Verstärkung einer Gußeisenbrücke mit Eisenbeton. Die Arbeiten zur Verstärkung älterer gußeiserner Bogenbrücken durch Einhüllen ihrer Glieder in Eisenbeton, die in Frankreich in den letzten Jahren an verschiedenen Stellen vorgenommen worden sind, haben Anlaß gegeben, in England eine Brücke auf die gleiche Art neuzeitlichen Lasten anzupassen. Es handelte sich dabei um die aus dem Jahre 1826 stammende, vermutlich von Telford erbaute Holt-Fleet-Brücke über den Severn, 10 km nördlich von Worcester. Das alte Tragwerk besteht aus fünf Bogenrippen von 45,75 m Weite (Abb. 1). Ihre Obergurte sind durch durchbrochene Platten verbunden. Auf den Rippen stehen gußeiserne Pfosten, zum Teil senkrecht, zum Teil geneigt, von kreuzförmigem Querschnitt, die die Fahrbahn tragen. Die geringe Seitensteifigkeit der Brücke gab bei der Zunahme der Lasten, die die neueren Verkehrsmittel mit sich brachten, Anlaß zu Bedenken, namentlich weil dadurch eine außermittige Belastung der Tragteile entstand; auch waren einige Glieder gebrochen und die durch Keile erzielte Verbindung der Glieder untereinander war stellenweise gelockert. Man wollte aber gern das Bild der Brücke erhalten, sie also nicht durch ein neues Bauwerk ersetzen, und so entschloß man sich, ihr eisernes Tragwerk in Eisenbeton einzuhüllen.

Die Arbeit begann damit, daß man die Untergurte der Tragrippen durch eine Platte, die sie einhüllt, miteinander verband. Zugleich wurden ihre Enden durch einen kräftigen, die Last gleichmäßig auf die Widerlager verteilenden Querbalken verbunden, der auch die gußeisernen Lagerstühle einhüllt. Dann wurden die Obergurte der Tragrippen vom Widerlager her ebenso behandelt. Die Pfosten in der Nähe der Widerlager wurden durch einen steifen Rahmen verstärkt, die übrigen mit Eisenbeton ummantelt.

Zusammen mit der Verstärkung sollte die Fahrbahn der Brücke von 6,1 m auf 7,3 m verbreitert werden. Die Fahrbahnplatten wurden abgenommen, neue Eisenbetonquerträger wurden eingezogen, die beiderseits um 75 cm über die äußersten Rippen vorkragen. Die Fahrbahnlängsträger blieben, in Eisenbeton eingehüllt, erhalten. Die äußeren Enden der Querträger sind durch einen kräftigen, auf ihnen sitzenden Längsbalken verbunden, der die Fahrbahn seitlich begrenzt. Auf seiner Außenseite wurde er durch den alten Längsträger, der dem gleichen Zweck gedient hatte,

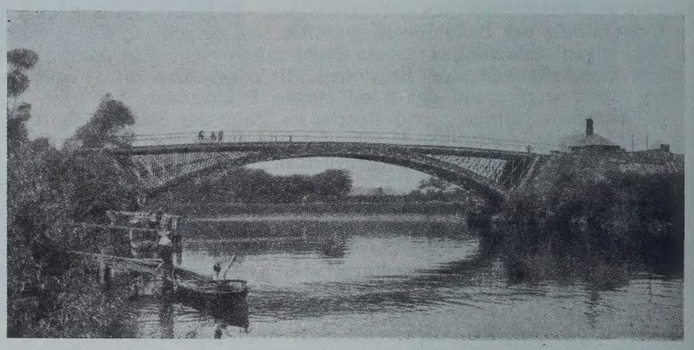


Abb. 1. Holt-Fleet-Brücke vor dem Umbau.

verkleidet, und auf ihm wurde das alte Geländer aufgestellt (Abb. 2). Das jetzige Bild der Brücke unterscheidet sich also nur wenig von dem früheren, wie Abbildungen in Eng. vom 11. Januar 1929 zeigen.

Die Eiseneinlagen des Betons sind an das alte gußeiserne Tragwerk elektrisch angeschweißt worden; ebenso sind die Eiseneinlagen unter sich verschweißt worden. Es wurde dadurch ein Übergreifen an den Stoßstellen vermieden, und die Betonschicht konnte infolgedessen dünner gehalten werden.

Die Arbeiten wurden dadurch sehr erschwert, daß die neue Eigenlast so aufgebracht werden mußte, daß einseitige Spannungen vermieden

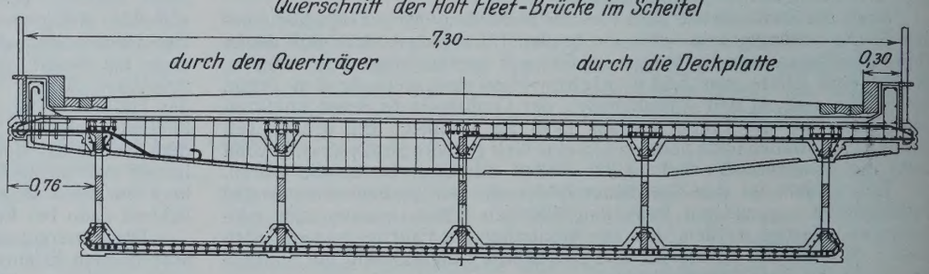


Abb. 2.

wurden, ferner dadurch, daß der Verkehr während der Bauzeit aufrechterhalten werden mußte. Da die alte Fahrbahn die einzige Quersteifung im oberen Teil der Brücke bildete, mußte bei ihrem Abbruch mit besonderer Vorsicht vorgegangen werden. Die Arbeiten wurden von einer Rüstung aus ausgeführt, die an der Brücke aufgehängt war. Die Schiffahrt unter der Brücke, die ziemlich lebhaft ist, wurde in vollem Umfang aufrechterhalten. Dem Straßenverkehr auf der Brücke wurden während der Bauzeit gewisse Beschränkungen in bezug auf das Gewicht der Fahrzeuge und die Geschwindigkeit, mit der sie verkehren durften, auferlegt.

Mit der Brücke wurden auch die Widerlager durch Eisenbeton verstärkt.

Die Kosten des Um- und Ausbaues haben etwa 11000 £ betragen. Es wird geschätzt, daß ein Neubau mindestens $2^1/_2$mal soviel gekostet haben würde. Wkk.

Personalnachrichten.

Preußen. Versetzt: der Regierungsbaumeister (W.) Grieben in Berlin zum Landeskulturamt in Düsseldorf.

Gestorben: der Magistrats-Oberbaurat i. R. Friedrich Hedde in Berlin, früher Leiter des städtischen Brückenbaubureaus daselbst.

Württemberg. Der Staatspräsident hat den Baurat Heyd, Vorstand des Straßen- und Wasserbauamts Stuttgart-Cannstatt, zum Vorstand des Straßen- und Wasserbauamts Ulm in der Dienststellung eines Oberbaurats der Besoldungsgruppe 2 ernannt.

Baden. Die Regierungsbauführer Hans Ball aus Zürich, Alfred Hoff aus Karlsruhe, Rober Kuth aus Bretten, Hans Oetersen aus Karlsruhe, Theodor Renz aus Bretten, Wilhelm Römer aus Mondfeld und Fritz Rohr aus Karlsruhe haben die diesjährige Staatsprüfung im Ingenieurbaufach bestanden und sind zu Regierungsbaumeistern ernannt worden.

INHALT: Ermittlung der Schwemmstofführung in natürlichen Gewässern. — Beitrag zur Bestimmung des Abflußbeiwertes bei Regenfällen (Schluß). — Ideenwettbewerb für den Bau einer neuen Rheinbrücke bei Speyer. — Vermischtes: Technische Hochschule Danzig. — Technische Hochschule Stuttgart. — Technische Hochschule Berlin. — 12. Deutscher Baupolizeitag. — Auszeichnung. — Betonstraßen-Tagung in München. — Verstärkung einer Gußeisenbrücke mit Eisenbeton. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

7. Jahrgang | BERLIN, 23. August 1929 | Heft 36

Vermischtes.

Handbuch für Eisenbetonbau. 4. Auflage, Band I: Geschichtliche Entwicklung, Versuche, Theorie. 1. Lieferung. Berlin 1929. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn. Preis je Lieferung 6,80 R.-M.

Wenn ein großes wissenschaftliches Unternehmen bei der immerzu fließenden naturwissenschaftlichen Erkenntnis eine vollkommen neue Bearbeitung erfährt, so darf mit einem relativen Höhepunkt in der Entwicklung dieses Fachgebietes gerechnet werden. Er fordert zu einer Neuordnung des Besitzes auf und bereitet damit neue Erfolge vor. Die Schönheit und Eigenart, die Wirtschaftlichkeit und vielgestaltige Anwendung des Eisenbetons haben in der ganzen Welt schöpferische Geister in seinen Bann gezwungen. Ihre Arbeiten haben die ersten drei Auflagen des Handbuches beherrscht und in diesem Zusammenhang nicht wenig zu den Erfolgen dieser Bauweise beigetragen. Beruht sie in den ersten Jahren im wesentlichen auf Ingenieurkunst, den Erfahrungen und der Intuition des Baumeisters, so stützt sie sich heute dank den Arbeiten des Deutschen Beton-Vereins und seiner Führer immer mehr auf wissenschaftliche Erkenntnis. Dieser Zeitpunkt ist daher durchaus dazu geschaffen, gegenüber den früheren Auflagen aus der Vielheit von Erscheinung und Anwendung das Gemeinsame zusammenzufassen und mit einer strengen Gliederung von Theorie, versuchstechnischer Erkenntnis und Bauerfahrung ein modernes Handbuch zu schaffen, das über das Wesentliche berät und im Lehrhaften zurücktritt. Dieses von Verlag und Herausgeber gleichzeitig geförderte Bestreben darf im Interesse des Fachgebiets und seiner Vertreter auf das freudigste begrüßt werden.

Der erste Band dieser neuen Auflage bringt die geschichtliche Entwicklung, Versuche und die Theorie. Der erste Abschnitt stammt aus der Feder von Dr.-Ing. M. Foerster, ordentlichem Professor an der Technischen Hochschule Dresden. Er ist gegenüber den früheren Auflagen wesentlich gekürzt worden. Trotzdem wird klar und deutlich der Weg verfolgt, auf dem die Bauweise aus den ersten dem Gefühl des Zweckmäßigen entspringenden Versuchen zu den Erfolgen der letzten drei Jahrzehnte gefördert worden ist. Der Aufsatz schließt mit einer kurz gefaßten Darlegung über die Verwendung des Eisenbetons im Hochbau, Ingenieurbau, im Bergbau, Straßen- und Eisenbahn-Bau. Je umfassender und schneller sich das Fachgebiet entwickelt, um so wertvoller ist die Vermittlung eines eingehenden Studiums der hierfür notwendigen Voraussetzungen.

Der zweite Abschnitt, der die wichtigsten Versuchsergebnisse mit Eisenbeton behandelt, hat O. Graf, Professor an der Technischen Hochschule Stuttgart, zum Verfasser. Leider läßt sich aus der ersten Lieferung, die nur die Hälfte des im Inhaltsverzeichnis angekündigten Umfanges bringt, kein zusammenhängender Einblick gewinnen. Jedenfalls ist aber bereits das Studium dieser wenigen Kapitel für alle Fachgenossen von großer Bedeutung, da im Gegensatze zum homogenen Bau- und Werkstoff im Eisenbetonbau nur Versuchsergebnisse mit dem Wesen des Verbundes die Erfolge der Bauweise begründen. Nur sie lehren den Weg zur Herstellung eines einwandfreien und brauchbaren Baustoffes und zur konstruktiven Gestaltung der Bewehrung. Insbesondere werden in diesem ersten Teile die Raumveränderungen, also Schwinden und Quellen des Betons, durch Versuche belegt. Ferner wird die Rissebildung und damit im Zusammenhang der Gleitwiderstand der Eisenbewehrung erörtert. Hieran schließt sich eine Darlegung des Versuchsmaterials, das die Formänderungen eines Eisenbetonbalkens, die Lage der Nullinie und die Widerstandsfähigkeit der Zugzone beschreibt. Kein anderer als O. Graf ist mehr berufen, diesen für das ganze Fachgebiet grundlegenden Abschnitt im Rahmen des Handbuches zu schreiben, der selbst die Entwicklung in vielen Fragen entscheidend beeinflußt hat. Überall ist der Verfasser bestrebt gewesen, vorbildliche Kürze mit der Betonung des Wesentlichen zu verbinden und trotz allem dem Leser einen vollständigen Überblick von dem gegenwärtigen Stande der auf diesem Fachgebiet vorhandenen Erkenntnis zu geben.

Alles in allem stellt diese neue Auflage eine erfreuliche Erscheinung der Eisenbetonliteratur dar, die in dieser Form auch für die übrigen Lieferungen eine Fülle von Anregungen verspricht. Das Werk wird sich bald als wertvoller Berater aller Fachgenossen erweisen und soll als solcher aufs wärmste empfohlen sein. K. Beyer.

Festschrift der Technischen Hochschule Stuttgart. Zur Vollendung ihres ersten Jahrhunderts 1829—1929. VII + 475 S. Berlin 1929. Verlag von Julius Springer. Preis geb. 24 R.-M.

In der vorliegenden Festschrift, die im Auftrage des Senats von Prof. R. Grammel im Verein mit Prof. E. Veesenmeyer und Assistent A. Tränkle herausgegeben wurde, gibt die Technische Hochschule zur Feier ihres hundertjährigen Bestehens einen ziemlich vollständigen Querschnitt durch ihr technisches, wissenschaftliches und künstlerisches Schaffen. Die erstaunliche Mannigfaltigkeit des Inhalts, der sich aus nicht weniger als 37 Beiträgen der Mitglieder des Lehrkörpers der Hochschule zusammensetzt, zeugt von der unermüdlichen, erfolgreichen Forschertätigkeit und Arbeitsfreudigkeit, die an der Hochschule herrscht. Jede Fachrichtung kommt in der Sammlung der Aufsätze zur Geltung. Was insbesondere das Bauingenieurfach und die Stoffkunde betrifft, so seien nur folgende sehr beachtenswerte Arbeiten erwähnt:

Ensslin, Zur Ermittlung der Verdrehstreckgrenze metallischer Werkstoffe,

Graf, Über die Widerstandsfähigkeit gegliederter Stäbe,

Kriemler, Schwingungen elastischer Tragwerke vom Standpunkte der Baustatik aus,

Maier-Leibnitz, Ein Entwurf für die Rheinbrücke bei Ludwigshafen[1]),

Mörsch, Versuch über die Wirkung der Schubkräfte bei Biegung mit Axialdruck an einem Betonprisma,

Pirath, Verkehrsprobleme der Gegenwart[2]),

Rothmund, Schleusen ohne Wasserverbrauch[3]).

Auch hochinteressante Aufsätze allgemeinerer Art finden sich in der Festschrift, wie z. B. die Arbeiten von P. P. Ewald, Atommodelle, Ergebnisse und Methoden der Atomforschung, sowie von H. Keller, Gedanken zu der heutigen Musik.

Der wertvolle Inhalt des glänzend ausgestatteten Buches verleiht diesem einen dauernden Wert. Sein Studium, soweit sein Sondergebiet und die Nachbargebiete in Betracht kommen, kann jedem Ingenieur auf das wärmste empfohlen werden. Ls.

Die Konstruktion von Hochbauten. Ein Handbuch für den Baufachmann. Von Prof. Otto Frick, Oberstudiendirektor der Staatl. Baugewerkschule zu Königsberg i. Pr., und Prof. Karl Knöll, Oberstudiendirektor der Staatl. Baugewerkschule zu Görlitz. Zwei Teile in einem Bande. 10. u. 11. Auflage. XV und 368 S. mit 585 Abb. im Text. Leipzig und Berlin 1929. Verlag von B. G. Teubner. Preis geb. 9,60 R.-M.

Die Verfasser geben auf verhältnismäßig engem Raum einen vollständigen Überblick über die Entstehung eines Hochbaues. Der Werdegang eines solchen Gebäudes wird gründlich und unter Eingehen auf alle Einzelheiten geschildert von der Einrichtung der Baustelle an bis zu den letzten Arbeiten des Ausbaues.

Wie schon auf dem Titelblatt bemerkt ist, besteht das Buch aus zwei Teilen. Der erste Teil beschäftigt sich mit den kleineren Landhausbauten (166 S.), der zweite mit größeren Hochbauten (202 S.).

Das Werk ist wohl zunächst für Studierende bestimmt. Es werden deshalb keine besonderen Kenntnisse beim Leser vorausgesetzt. Vielmehr wird die Entstehung des Gebäudes bis in seine feinsten Wurzeln zurückverfolgt. Dabei wird der Grundsatz eingehalten, daß im ersten Teile der Bauvorgang so weit betrachtet wird, wie es zur Erstellung kleinerer Landhausbauten erforderlich ist, während der zweite Teil gewissermaßen die Ergänzung bis zur Ausführung größerer Hochbauten darstellt.

Bei der Gründung sind nur die einfachsten Fälle besprochen. In diesem wichtigen Abschnitt wäre wohl eine kurze Behandlung anderer, häufig vorkommender Gründungsarten (Pfähle usw.) angezeigt, um so mehr, als der zweite Teil die Gründung nicht mehr berücksichtigt.

Ein Eingehen auf Einzelheiten würde zuweit führen. Es soll nur noch folgendes bemerkt werden.

Der Abschnitt Maurerarbeiten nimmt naturgemäß einen sehr großen Raum ein. Im ersten Teil ist er vielleicht etwas zu eingehend behandelt. Stromverband, Netzgewölbe usw. haben höchstens geschichtlichen Wert. Bei den Massivdecken des ersten Teiles vermißt man die Kleinesche Decke, die erst im zweiten Teil besprochen wird. Sehr eingehend ist auch die Darstellung der Zimmerarbeiten. Auch hier bringt der erste Teil manche Verbindungen, die heutzutage in einfacherer Weise hergestellt werden, während z. B. das die Hängwerke immer mehr verdrängende Fachwerk kaum gestreift ist.

Alles in allem bietet das Buch durch seine knappe und klare Darstellung, ganz besonders aber durch eine sehr große Anzahl vortrefflicher Abbildungen einen sehr reichen Stoff auf kleinem Raum. Die Ausstattung ist gut.

Das Werk kann nicht nur dem Studierenden, sondern auch dem Baufachmann als Nachschlagebuch, sowie dem Laien oder Baulustigen zur Unterhaltung und leichtfaßlichen Belehrung empfohlen werden, um so mehr, als der Preis als sehr mäßig zu bezeichnen ist.

Berlin. Dr.-Ing. Th. Gesteschi.

---

[1]) Vgl. „Die Bautechnik“ 1929, Heft 6 u. 14 (Bericht von Ernst).

[2]) Vgl. „Die Bautechnik“ 1929, Heft 30 (Bericht über die Tagung in Danzig).

[3]) Auch veröffentlicht in der „Bautechnik“ 1929, Heft 20 u. 27. Das Heft 20 (Heft „Stuttgart“) stellt übrigens eine wertvolle Ergänzung zu der Festschrift dar, weshalb hier besonders darauf hingewiesen werde.

Die Schriftleitung.

Einflüsse auf Beton. Unter Mitarbeit von Dr. F. Hundeshagen und Prof. O. Graf herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. A. Kleinlogel. 3. Auflage. Berlin 1929. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. 1. Lieferung. Preis geh. 6 R.-M.

Von dem in der Praxis bereits gut eingeführten Werk erscheint nunmehr die dritte, bedeutend erweiterte Auflage, und zwar erstmalig in einzelnen Lieferungen. Die erste Lieferung liegt jetzt vor und umfaßt die Abschnitte mit den Kennbuchstaben A, B und teilweise C des nach Schlagworten geordneten Inhalts. Das ganze Werk soll aus sechs bis sieben Lieferungen zu je etwa 100 Druckseiten bestehen. Mit Rücksicht auf die allgemeine wirtschaftliche Lage ist es zu begrüßen, daß sich der Verlag entschlossen hat, diese Auflage des Buches in einzelnen Lieferungen in Zwischenräumen von etwa 5 Wochen herauszugeben, da hierdurch die Anschaffung weiten Kreisen sehr erleichtert oder gar erst ermöglicht wird.

Die bisherige übersichtliche Gesamtanordnung des Stoffes ist beibehalten worden. Die einzelnen, zum Teil neu bearbeiteten bzw. ergänzten Abschnitte behandeln die praktisch vorkommenden Angriffe chemischer, mechanischer oder sonstiger Art, denen Zement, Beton und Eisenbeton ausgesetzt sind; außerdem werden Maßnahmen zur Verringerung und Verhütung dieser Einflüsse angegeben. Dabei sind die auf Grund von Versuchen und Erfahrungen gewonnenen neuzeitlichen Erkenntnisse weitgehend berücksichtigt worden. Zahlreiche Quellenhinweise erleichtern dem Leser, über die einzelnen Fragen auch an anderen Stellen nachzuforschen.

Bereits auf Grund der vorliegenden Lieferung der neuen Auflage darf wohl das mit zahlreichen Abbildungen, Zahlentafeln, Schaulinien versehene, gut ausgestattete Werk mit Recht als ein Auskunftsbuch für die Praxis bezeichnet werden, das verdient, weiteste Verbreitung zu finden. Dr.-Ing. Roll.

Der Tiergartenring, eine Städtebaustudie. Von Dr. Georg Opitz und Dipl.-Ing. Werner Kallmorgen. Berlin 1928. Vertrieb Wasmuthsche Buchhandlung, Berlin-Charlottenburg.

Ein Werk, das durch seine kurze und klare Darstellung sowie durch das umfangreiche Bildmaterial und die angeschlossenen Pläne, insbesondere hinsichtlich seiner Aufmachung einen glänzenden Eindruck hinterläßt.

Es handelt sich im wesentlichen um den Vorschlag, den Berliner Tiergarten durch Hinzunahme des Bellevueparks und des Zoo zu erweitern, durch Umbauung vor dem Verkehr zu schützen und den Park für den Berliner als ruhige Erholungstätte zu erhalten, ja sogar zu einem Volks- und Festpark ersten Ranges zu gestalten. Die Idee an sich hat etwas Bestechendes, so daß man ihr wegen der Großzügigkeit weitgehendes Verständnis entgegenbringt und sich leicht von ihr überwältigen läßt. In dieser Hinsicht besteht zweifellos eine Verwandtschaft zu dem Werke des französischen „Schriftstellers" Le Corbusier. Wenn der Städtebau auch eine Planung auf weite Sicht hin vorsieht, so darf er doch nicht jeglichen Maßstab der Wirtschaftlichkeit und der Ausführbarkeit verlieren. So wichtig es ist, einen innerstädtischen Park wie den Tiergarten zu schützen, so wenig darf man vergessen abzuwägen, welche Schwierigkeiten in finanzieller Hinsicht bei einer Umschließung des Parks in Frage kommen, wie teuer man sich die zu schaffende Anlage erkaufen muß. Solange an anderen Stellen Berlins mit vorhandenen Wäldern und Grünflächen Raubbau getrieben wird, der mit geringeren Mitteln zu verhüten ist als ein Schutz des Tiergartens in der geplanten Form, so lange kann und darf ein derartiger Plan keinen Anspruch erheben, als Lösung für die Wirklichkeit angesehen zu werden.

Es ist natürlich nicht möglich, auf sämtliche Einzelheiten der Vorschläge einzugehen; nur die hauptsächlichsten Fragen sollen gestreift werden.

Was die Straßenführung anbetrifft, so dürfte es kaum möglich sein, die historische und städtebaukünstlerische Hauptachse Berlins — Charlottenburger Chaussee—Unter den Linden — völlig zu unterbinden. Ich halte daher den Plan der Berliner Hoch- und Tiefbaudeputation für die einzige Lösung, diesen Straßenzug zu erhalten und in weitester Vollkommenheit für den Verkehr auszubauen. Wenn hierin die Verfasser eine Belästigung der den Tiergarten bevölkernden Spaziergänger sehen, so darf diesem Punkte, der den wesentlichsten Anstoß zur Umbauung des Parkes gab, doch keine allzu große Bedeutung beigemessen werden. Durch dichten Baumwuchs, mehr als bisher, könnte die Parkfläche von der Verkehrsfläche gesondert werden, ohne daß eine Belästigungszone von 200 m auftritt. Überdies darf nicht vergessen werden, daß es auch für den fahrenden Großstädter angenehm ist, einen Teil seines Weges im Grünen zurückzulegen, und daß es doch auch den Spaziergänger reizt, den Verkehr von sicherer Stelle aus zu beobachten. Von den geplanten Verkehrszügen dürfte insbesondere die Verbindung Zoo—Moabit und die Erweiterung der südlichen Tiergartenstraße am Platze sein, die jedoch bereits schon vor vier Jahren vorgeschlagen wurden[1]). Auch kann den Verfassern darin zugestimmt werden, daß für die Schonung des Tiergartens die Ablenkung des Nord-Süd-Verkehrs wünschenswert ist; insbesondere gilt dies für die Bellevueallee, die Siegesallee, die Fasanerie- und Große Sternallee, für die eine Verkehrsumleitung durchaus am Platze und auch möglich ist. Zur Fernhaltung des Nord-Süd-Verkehrs aus der Parkfläche schlagen die Verfasser vor, die Hofjägerallee als Tunnel unter den Park hindurchzuführen. Ebenso wird mit dieser Tunnelstraße der nördliche Tiergartenring als Tunnel unterführt, um auch den Bellevuepark mit dem Tiergartenpark innig zu verbinden. Welche Verkehrsschwierigkeiten durch Kreuzung im Tunnel bei diesem Vorschlage entstehen, ist nicht auszudenken, abgesehen von den hohen Kosten einer derartigen Anlage.

[1]) Vgl. Prof. Dr.-Ing. E. Giese: Straßendurchbrüche als Mittel für die Lösung des Berliner Verkehrsproblems. Verlag Verkehrstechnik, 1925.

Einen Hauptverkehrsknotenpunkt von „kolossalen Ausmaßen" schaffen die Verfasser an der Kaiser-Wilhelm-Gedächtniskirche; aber trotz der Größe und der Aufnahmefähigkeit des so geschaffenen Platzes legen die Verfasser in allernächster Nähe an den Schnittpunkt der Hardenbergstraße mit einer neuen Verkehrsstraße Zoo—Moabit eine neue Kreuzung, wodurch eine Erweiterung in den Hauptverkehrslinien und Verkehrsplätzen entsteht. Auch der Potsdamer Platz ist als Kreisverkehrsplatz gedacht; von dem modischen Standpunkte ausgehend, daß eine Straßenkreuzung veraltet und nicht leistungsfähig sei. Man mag der einen oder der anderen Richtung den Vorzug gewähren; für eine Straßenkreuzung mit nur vier einmündenden Straßen ist jedoch der Kreisverkehr nicht immer am Platze, besonders wenn eine Verkehrsrichtung überragend belastet ist.

Auch in städtebaulich architektonischer Gestaltung dürften die vorgeschlagenen Platzänderungen durch die Wiederholung von Bauten, die in die Mitte des Platzes gestellt werden, keine befriedigende Lösung darstellen. Dasselbe gilt für die Ausgestaltung des Platzes der Republik. Wenn man sich auch darüber klar ist, daß dieser Platz seine Mängel hat, so darf man doch nicht vergessen, daß er etwas Eigenartiges darstellt, und daß nicht alle Plätze nach demselben Schema gestaltet zu werden brauchen.

Im übrigen wird außer der Umbauung des Tiergartens, außer neuen Straßen- und Platzgestaltungen eingehend die Unterbringung verschiedener öffentlicher Bauten im Tiergartenbezirk erörtert, so u. a. die Erstellung des Reichsehrenmals auf dem Großen Stern, die Kunstausstellung am Platz der Republik, sowie die Unterbringung eines Tattersalls, öffentlicher Kaufhäuser und Cafés. Die allgemeine Großzügigkeit der Vorschläge ist auch bei diesen Anlagen gewahrt.

Alles in allem stellt der Plan zwar nicht in jeder Hinsicht eine Utopie dar, er dürfte aber wegen der Unmöglichkeit so umfangreicher erzwungener Sanierungsarbeiten doch undurchführbar sein. Trotzdem ist das Werk zum kritischen Studium wegen seines Ideenreichtums sehr zu empfehlen. Ehlgötz, Berlin.

Grundbegriffe des Städtebaues. Von K. A. Hoepfner, o. Prof. an der Technischen Hochschule Danzig. Band 2. 198 S. mit 120 Abb. Berlin 1928. Verlag von Julius Springer. Preis 14,50, geb. 15,50 R.-M.

Das vorliegende Werk Hoepfners ist als Grundlage für ein größeres städtebauliches Werk gedacht und darf somit Anspruch erheben, eingehend gewürdigt zu werden. Der gesamte Städtebau wird in drei große Gruppen eingeteilt:

1. die Grundbegriffe des Städtebaues,
2. die Konstruktionslehre,
3. die Städtebaupolitik.

Der Verfasser kommt zu dieser Gruppierung entsprechend dem einem Ingenieur gestellten Aufgabenkreise bei der „Gestaltung der körperlichen Welt", nämlich den drei Funktionen, der Fassung einer Idee, der Entwicklung der daraus entspringenden Konstruktion und deren tatsächlicher Ausführung, die eingehend in dem ersten Teil des vorliegenden Werkes behandelt werden. Es ist ein großes Verdienst Hoepfners, einmal in scharfer Gedankenarbeit das Wesen und Wirken des Ingenieurs, insbesondere den Aufgabenkreis des „Siedlungsingenieurs" festgelegt und somit den Begriff des Städtebaues in seiner ganzen Form nach Art und Umfang der aus ihm entspringenden Aufgaben untersucht zu haben. In der Tat muß seine indirekt ausgesprochene Forderung einer eigenen Disziplin für das Städtebauwesen an den Hochschulen verwirklicht werden, um ein Bindeglied zu schaffen zwischen den augenblicklich immer noch nebeneinander hergehenden Richtungen der Architektur und des Bauingenieurwesens, deren gemeinsame Arbeit zur Weiterentwicklung des Städtebaues auf wissenschaftlicher und künstlerischer Grundlage unbedingt erforderlich ist.

Allerdings dürfte es strittig sein, inwieweit dieser mehr philosophische erste Abschnitt mit dem zweiten Teil in Verbindung zu bringen ist, der im wesentlichen die geschichtliche Entwicklung der Städte darstellt. M. E. wäre es hier unbedingt nötig gewesen, beide Teile getrennt voneinander erscheinen zu lassen, auch wäre es zweckmäßig gewesen, wenn in den Text des ersten Abschnittes erläuternde schematische Darstellungen eingefügt worden wären. Im Gegensatze hierzu bringt der zweite Teil eine ausgezeichnete Auslese von Stadtgrundrissen und Platzanlagen, die, wenn auch größtenteils aus schon bekannten Schriften entnommen, ganz hervorragend zusammengestellt sind und auch von neuartigen Gesichtspunkten aus betrachtet werden.

Alles in allem handelt es sich um ein Buch, das einmal dem Studierenden durch seine exakte Gliederung in äußerst gründlicher, vielleicht oft zu gewissenhafter Gedankenarbeit das große Gebiet des Städtebaues näherzubringen versucht, ihn aber auch auf die ungeheuren schwierigen Aufgaben hinweist, deren Lösung umfangreiches Wissen und weitsichtiges Vorgehen erfordert. Zum anderen vermag das Werk aber auch dem tätigen Städtebauer sowohl in Theorie wie in Praxis, insbesondere durch das glänzend zusammengestellte Bildmaterial des zweiten Teiles viel Neues zu bringen.

Was dem Buch noch fehlt, sind positivere Unterlagen, wie sie insbesondere für die weiteren anfangs erwähnten Gebiete des Städtebaues von fundamentaler Bedeutung wären. Es ist zu wünschen, daß die beiden noch ausstehenden Bände des Gesamtwerkes in dieser Hinsicht bearbeitet und in klarer, knapper Form erscheinen würden, damit nicht nur das Buch als Ganzes verständlich ist, sondern auch als Nachschlagewerk eine schnelle übersichtliche Orientierung gestattet. An einem derartigen Werke im Städtebau mangelt es sehr, insbesondere weil auch die in Frage kommenden Nachschlagewerke keine befriedigende Lösung bieten. Ehlgötz, Berlin.

Taschenbuch für Berg- und Hüttenleute. Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. F. Kögler, Freiberg i. Sa. 2. Aufl. XVI und 1207 S. mit 630 Abb. Berlin 1929. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geb. in Leinen 33,50 R.-M., in Leder 36,50 R.-M.

Die soeben in vornehmer Ausstattung erschienene 2. Auflage des unter Mitwirkung zahlreicher namhafter Fachmänner von Prof. Dr.-Ing. F. Kögler herausgegebenen Taschenbuches enthält auch für den Bauingenieur eine Reihe beachtenswerter und nützlicher Kapitel. Es sei hierzu besonders hingewiesen auf die Kapitel „Grubenbaue, Abbaumethoden und Versatzwirtschaft", „Grubenausbau", „Schachtabteufen", „Förderung und Fahrung", „Wasserhaltung", „Markscheidekunde", „Bergbauschäden" und „Baustoffe", die bei der 2. Auflage teils neu aufgenommen, teils neu bearbeitet worden sind. Der Bauingenieur wird aus ihnen, u. Umst. mit Hilfe des ausführlichen Sachverzeichnisses, manche Angaben entnehmen und bei seiner praktischen Tätigkeit verwenden können.

Die vorliegende 2. Auflage des Taschenbuches gibt in der altbewährten knappen Weise des rühmlich bekannten Ingenieur-Taschenbuches der „Hütte" den neuesten Stand von Wissenschaft und Technik vortrefflich wieder und bildet für den Fachmann, vor allem natürlich für den Berg- und Hütteningenieur und die Studierenden der Bergakademien eine wesentliche Bereicherung ihres wissenschaftlichen Rüstzeuges. Es kann auch dem Bauingenieur zur Anschaffung und gelegentlichen Benutzung bestens empfohlen werden. Ls.

History of the development of lateral earth pressure theories. Von J. Feld. Sonderdruck der in den Brooklyn Engineers Club Proceedings, Januar 1928, S. 61 bis 104 erschienenen „Geschichte der Entwicklung der Erddrucktheorien".

In Felds Arbeit wird das zahlreiche verstreute Material, hauptsächlich unter Benutzung der Originalquellen, sorgfältig zusammengetragen. Der Stoff ist übersichtlich gegliedert durch die Einteilung nach den für die Erddruckforschung als Marksteine geltenden Männern wie Coulomb, Poncelet, Rankine, Boussinesq.

Eine weitere Gliederung des Stoffes wird getroffen durch Unterscheidung von analytischen und synthetischen Erddrucktheorien; zur ersten Gruppe gehören die Theorien, die die Wirkung eines Erdkeiles auf Stützmauern untersuchen, während die zweite Gruppe die Arbeiten umfaßt, die von der Betrachtung des Spannungszustandes eines kleinen Erdkörpers ausgehen. Dieser Einteilung zufolge gibt der Verfasser im ersten Kapitel seiner Abhandlung die Erddrucktheorien vor 1773, das sind im wesentlichen diejenigen, die die Wirkung eines Erdkeiles untersuchen, der von der Rückwand der Mauer, der Geländeoberfläche und einer Gleitfläche begrenzt ist, wobei die Neigung der Gleitfläche irgendwie angenommen wurde. Im zweiten bis vierten Abschnitt wird die Entwicklung der Keiltheorien bis auf den heutigen Tag gezeigt, und zwar einerseits unter Berücksichtigung der Ansicht Coulombs, „Keile vom größten Druck", anderseits unter Beibehaltung der Annahme der Gleitfläche. — Die folgenden Abschnitte bringen die Entwicklung der Spannungstheorien.

Besonders wertvoll wird die Arbeit durch ihre reichhaltigen Literaturhinweise, unter denen auch die bedeutenderen deutschen Forscher vollzählig erscheinen. Die Wiedergabe der mathematischen Formeln ist drucktechnisch leider nicht auf der Höhe.

Neben Kötters Arbeit aus dem Jahre 1893 ist die Abhandlung von Feld wert, von allen Ingenieuren gelesen zu werden, die sich mit Erddruckfragen beschäftigen.

Freiberg (Sa.). Dipl.-Ing. Aichhorn.

Ingenieurgeologie. Von Redlich, Terzaghi, Kampe. 708 S. mit 427 Abb. Wien/Berlin 1929. Verlag von Julius Springer. Preis geb. 57 R.-M.

Die Geologie, die Lehre von der Entwicklung und dem Aufbau der Erde, ist dem Bauingenieur, dessen Arbeiten immer, mehr oder weniger, einen Eingriff in die Erdrinde bedeuten, eine unentbehrliche Hilfswissenschaft, die er um so mehr braucht, je mehr und je tiefer er mit seinen Arbeiten den natürlichen Zustand dieser Erdrinde, den „gewachsenen Boden", zu stören beabsichtigt. Umgekehrt erweitert und nützt der Geologe sein Wissen bei Gelegenheit der Arbeiten des Bauingenieurs und des Bergmanns. Geologe einerseits — Bauingenieur und Bergmann anderseits sind daher zwangläufig aufeinander angewiesen. Aus dieser Erkenntnis heraus und in dem Wunsche, dem Bauingenieur wie dem Geologen das Eindringen in die Grundlagen der Wissenschaft des anderen zu erleichtern, wollen die Verfasser in dem Buch dem Bauingenieur zeigen, wo er die Geologie braucht und wie sie ihn vor Fehlern bewahren soll, und dem Geologen die Gelegenheiten, wo er bei Bauingenieurarbeiten mitwirken oder seine Kenntnis erweitern kann.

Um den heutigen Stand dieser, hier mit „Ingenieurgeologie" bezeichneten Grenzgebiete auf möglichst neuzeitlicher Grundlage zusammenzufassen, haben die Verfasser Dr. K. A. Redlich, o. ö. Prof. der Deutschen Technischen Hochschule Prag, Dr. K. v. Terzaghi, o. ö. Prof. des Institute of Cambridge, Mass. U. S. A., und Dr. R. Kampe, Direktor des Quellenamtes Karlsbad, Priv.-Dozent der Deutschen Technischen Hochschule Prag, außerdem noch acht Fachleute von Ruf — es finden sich darunter die dem Bauingenieur wohlbekannten Namen wie Gruner (Basel) und Schocklitsch (Brünn) — in Einzelbeiträgen zu Wort kommen lassen. Durch so zahlreiche Einzelbeiträge hat aber eine straffe Zusammenfassung des Stoffes gelitten, und das Werk ist daher begreiflicherweise umfangreicher geworden, als wenn der darin gebotene Stoff „aus einem Guß" verarbeitet worden wäre, so umfangreich, daß der dadurch bedingte hohe Anschaffungspreis nun für viele ein Hindernis werden wird, das Buch kaufen und studieren zu können. Und das ist bedauerlich; denn es bietet viel Wertvolles.

Zunächst behandelt Redlich unter I. Kosmische und geophysikalische Geologie auf 16 Seiten, Stellung der Erde im Weltall, Erddichte, Erdtemperatur und -magnetismus, elektrische Eigenschaften der Gesteine, Radioaktivität und auf vier Seiten II. Vulkanismus. Es folgt III. Petrographie, dazu A. „Petrographische Gesteinsuntersuchung" (5 S.) von Preclik, B. „Systematik der Gesteine" (Preclik und Redlich) 137 Seiten und — die für den Bauingenieur wichtige — C. „Technische Gesteinsuntersuchung" von Preclik und Kühn auf 45 Seiten; die unter III. B. behandelte Systematik der Gesteine hätte unbeschadet kürzer behandelt werden können — der Kohle und dem Öl sind allein über 33 Seiten gewidmet worden, zuviel im Rahmen einer „Ingenieurgeologie" —; IV. Technologisch und anderweitig wichtige Mineralstoffe, 39 S.; V. Tektonik und Gebirgsbildung, 13 S.; VI. Erdbeben, 11 S.; VII. die geologische Karte und das Profil, 15 S.; — hier wären dem Bauingenieur Beispiele von geologischen Karten erwünscht gewesen —; VIII. Untersuchung, Bewertung und obertägiger Abbau von Lagerstätten (32 S.), IV. bis VIII. von Redlich.

Den Hauptanteil an dem Buch hat der schon durch seine „Erdbaumechanik" rühmlichst bekannte österreichische, zur Zeit in Amerika wirkende Gelehrte K. v. Terzaghi auf rd. 250 S. in den Kapiteln IX. Bodenkunde, X. Tunnelgeologie und XI. Erd- und Grundbaugeologie, in denen sowohl Bauingenieur wie Geologe viel Bemerkenswertes finden werden.

Schließlich werden noch behandelt: XII. Das Wasser (von Kampe) auf rd. 70 Seiten, XIII. Die Veränderung der Erdoberfläche durch bewegte Medien wie Luft, Wasser, See, Meer, Sonne, Eis von Redlich und Schocklitsch und XIV. Morphologie der Erdoberfläche von Redlich, 12 S.

Den Schluß bilden eine erdgeschichtliche Tabelle von L. Krüger, zu der wir uns mehr für den Bauingenieur wichtige Unterscheidungsmerkmale und ebenso regionale Übersichtskarten gewünscht hätten, und ein 22 S. umfassendes Sachwortverzeichnis.

Schrifttumangaben sind von den einzelnen Verfassern verschieden gehandhabt worden, zum Teil nur als Fußnoten, zum Teil am Schlusse der einzelnen Beiträge; ein zusammenfassendes Schrifttumverzeichnis fehlt.

Die Ausstattung des Buches ist, wie bei dem Verlage Springer üblich und bekannt, vorzüglich. Alles in allem: ein wertvolles Werk.

Randzio.

Manufatti Stradali (Straßenbauten). Von E. Miozzi, Vorsteher der Abteilung für Straßenbau im Ministerium der öffentlichen Arbeiten. 500 Tafeln ausgeführter Entwürfe mit Ansichten, Teilzeichnungen usw. (Veröffentlichung mit gütiger Erlaubnis Sr. Exzellenz des Ministers der öffentlichen Arbeiten.) I. Band: 150 Tafeln. Stützmauern, Böschungsmauern, Brustwehren—Geländer, kleinere gewölbte und Plattenbalken-Brücken, Röhrendurchlässe, Viadukte in Wölbmauerwerk, Balkenbrücken in Eisenbeton. Mailand 1929. Verlag von Ulrico Hoepli. Preis 60 Lire.

Der wesentlichste Teil des Inhaltes des vorliegenden ersten Bandes ist schon auf dem Titelblatt angegeben. Ergänzend sei noch folgendes bemerkt.

Es wird mit den einfachsten Beispielen von Straßen begonnen. Straßen am Hang mit einseitiger Aufschüttung, gestützt durch Stützmauer oder Böschung. Straße auf Damm und im Einschnitt.

Die folgenden 16 Tafeln behandeln Stützmauern mit lotrechter und schräger Außenfläche, mit verschiedenen Mauerhöhen, verschiedenen Überhöhungen der Hinterfüllung, verschiedenen Böschungswinkeln und Erdarten. Für den entwerfenden Ingenieur ist diese Zusammenstellung sehr schätzenswert, da für die meisten vorkommenden Fälle ein Ausführungsbeispiel entnommen werden kann.

Es folgen drei kleinere Abschnitte über Geländer, Gräben und Rinnen und über Verbreiterung und Überhöhung der Straße in Kurven.

Sodann kommt ein sehr ausführlicher Abschnitt über Durchlässe und Düker, der besonders wertvoll ist, weil hierüber nicht viel Veröffentlichungen vorliegen.

Der letzte und bei weitem größte Teil (90 Tafeln) bringt gewölbte Brücken aus Mauerwerk von kleinen bis größeren Lichtweiten (27 m), Viadukte mit 3 bis 7 Öffnungen, Bogenbrücken in Beton und Balkenbrücken in Eisenbeton von kleineren bis größeren Stützweiten, zum Teil mit Lehrgerüsten und Biegeplänen für die Eiseneinlagen. Zeichnung und Druck sind scharf und klar, Maße und Beschriftung durchweg groß und deutlich.

Der zweite schon im Druck befindliche Band enthält nach dem Vorwort Bogenbrücken in Eisenbeton, eiserne Brücken und Lehrgerüste für Brücken.

Der dritte Band wird hölzerne Brücken, Straßenverbreiterungen, Straßenaufseher-Häuser und Befestigung des Straßenkörpers bringen.

Der Verfasser hat eine erstaunliche Menge wertvollen Materials aus dem italienischen Straßenbauwesen in seinem umfangreichen Werk zusammengetragen, sorgfältig geordnet und vorbildlich dargestellt. Durch seine Stellung im Ministerium der öffentlichen Arbeiten ist der Verfasser, unterstützt von zwei Autoritäten auf dem Gebiete des Straßenbaues aus demselben Ministerium, besonders geeignet, ein solches Sammelwerk zu schaffen. Es liegt ja allerdings, um mit den Worten des Verfassers zu reden, keine Originalarbeit von ihm vor, jedoch die Auswertung eines bisher nur wenig bekannten Vermögens von kulturellen und technischen Werten.

Für den Studierenden und Fachmann ist das Werk also von außerordentlichem Nutzen, da es viele Ausführungsbeispiele hervorragender italienischer Staatsbauten in zeichnerischer Darstellung bringt.

Wünschenswert wäre es gewesen, wenn wenigstens bei den wichtigeren Bauwerken angegeben wäre, wo sie ausgeführt sind.

Berlin. Dr.-Ing. Th. Gesteschi.

Elemente der Graphostatik. Lehrbuch für technische Unterrichtsanstalten und zum Selbstunterricht mit vielen Anwendungen auf Maschinenbau, Eisenhoch- und Brückenbau. Von Ingenieur Georg Dreyer, Gewerbestudienrat. 9. Auflage. Leipzig 1928. Verlag von Dr. Max Jänecke. Preis 5,20 R.-M.

Die vorliegende 9. Auflage des bestbekannten Lehrbuches der Graphostatik ist ein wortgetreuer Abdruck der im Juli 1925 erschienenen 8. Auflage. Das Buch hat sich in zahlreichen Auflagen bewährt, weil es in klarer, anschaulicher und leichtverständlicher Darstellungsweise die Statik der bestimmten Systeme für ruhende und bewegliche Lasten behandelt. Die vollständig durchgeführten Musterbeispiele sind gut ausgewählt, ferner enthält jeder Abschnitt eine reiche Sammlung von Übungsaufgaben, deren Lösung dem Lernenden überlassen wird. Mit Rücksicht auf seinen hohen didaktischen Wert kann das Werk sowohl für den Unterricht als auch zum Selbststudium nur warm empfohlen werden. Dr.-Ing. Kann.

Handbuch der neuen Straßenbauweisen mit Bitumen, Teer und Portlandzement als Bindemittel. Von W. Reiner. 400 S. mit 216 Textabb. Berlin 1929. Verlag von Julius Springer. Preis geb. 30,50 R.-M.

Der Verfasser hat es sich zur Aufgabe gemacht, die neuen Straßenbauweisen in die beiden Aufbaugrundsätze einzuordnen, das Makadamprinzip und das Betonprinzip, um dadurch den Weg zu weiteren technischen Verbesserungen zu ebnen.

Im 1. Abschnitt werden die Grundlagen und Ziele des Straßenbaues (zum Teil etwas über das Thema des Buches hinausgehend) geschildert und dann in drei Hauptkapiteln die neuen Asphalt-, Beton- und Teerstraßenbauweisen ausführlich behandelt. Besonders sorgfältig sind in diesen drei Kapiteln die Prüfung und Kontrolle der Baustoffe und die technische Ausführung der einzelnen Bauweisen bearbeitet. Eine Zusammenfassung von Teer und Asphalt hätte m. E. eine wesentliche Vereinfachung der Stoffbehandlung gebracht. Allgemeine Wirtschaftlichkeitsberechnungen und vergleichende Preiszusammenstellungen werden vermißt. Wenn auch das Kleinpflaster nicht zu dem vom Verfasser gewählten Thema gehört, so hätten doch besser auch die neuen Bauweisen ohne Bindemittel mit in das Buch einbezogen werden können, wie es auch die Außenbezeichnung des Werkes als „Handbuch der neuen Straßenbauweisen" vermuten läßt.

Diese kleinen Mängel sind nur aufgeführt als Anregungen für eine Neuauflage. Das mit guten Abbildungen ausgestattete Handbuch verdient jedenfalls wegen seines gleich wissenschaftlich wie praktisch tiefgründigen Inhalts die weiteste Verbreitung in allen Fachkreisen. Dr.-Ing. Speck.

Bericht über die öffentliche Tagung des Ausschusses „Teerstraßen" der Stufa am 24. und 25. Oktober 1928 in Charlottenburg. Von Dr. Hans Lüer, Essen. 93 S. mit 24 Abb. Berlin-Charlottenburg 1929. Verlag der Stufa. Preis 3 R.-M.

Er enthält die Wiedergabe der auf dieser Tagung gehaltenen Vorträge, stattgehabten Besprechungen und gefaßten Entschließungen, einige Aufnahmen führender Personen im Straßenbau und von besichtigten Teerstraßen. Der erste Vortrag von Prof. Ehlgötz über Zusammenarbeit zwischen Chemiker und Bauingenieur, unter besonderer Berücksichtigung des Teerstraßenbaues, kommt zu dem Ergebnis, daß Sonderkurse für den Teerstraßenbau an den Technischen Hochschulen einzurichten sind. An solchen Hochschulen, die Straßenbauversuchsanstalten haben, dürfte das in Verbindung mit dem Vortrag „Straßenbau" sich wohl vereinigen lassen. Der zweite Vortrag behandelt die neuesten Erfahrungen mit der Buchnerschen Teerstraßenbauweise, deren Erfolg bestritten ist. An dritter Stelle hat Oberbaurat Löschmann die Versuche besprochen, die die Stadt Berlin zum Rauhmachen der Stampfasphaltflächen unternommen hat. Darauf folgt ein Vortrag von Dr.-Ing. Schenk über die Verkehrssicherheit verschiedener Straßendecken, unter Berücksichtigung seiner Versuche über Fahrbahnreibung. Alsdann hat Dr. Mallison über Straßenteer, Viskosität und freien Kohlenstoff berichtet, wobei er darauf hinweist, daß ein Teil des Kohlenstoffes als asphaltartig anzusprechen ist. Den sechsten Vortrag bestritt Dr. Heiken über eine dreiwöchige Studienreise nach England im September 1928; darin wurden die bekannten Angaben über den Anteil des Teeres im englischen Straßenbau gebracht. Beigeordneter Fritzen hat dann noch über den Zustand der Teerbeläge auf dem Nürburgring und Regierungsbaumeister Siedentop über das Verhalten der Teerbeläge auf der Braunschweiger Versuchsstraße berichtet. In beiden Fällen ist an den Teerdecken nichts auszusetzen.

An diese vielseitige Vortragsfolge hat sich dann am folgenden Tage eine Besichtigung von Teerstraßen in Groß-Berlin und Umgebung angeschlossen. Bemerkenswert sind die Ausführungen der Vertreter der Landesbauverwaltung Provinz Brandenburg über die dort eingeführte Form der Oberflächenbefestigung mit Teer, die mehr einem Teppichbelag von 2,5 cm Stärke mit Innentränkung entspricht. Der Teer erhält einen Zusatz von 20 % Asphalt.

Im Anhang befindet sich noch eine Abhandlung von Dr. Hans Lüer über Untersuchung der Hohlraumverhältnisse in Teermakadamstraßen, die nach dem Kaltverfahren hergestellt sind, und ein Auszug über Beiträge, die die Fahrsicherheit auf verschiedenen Straßenbelägen behandeln, darunter auch die Untersuchungen von Geh. Rat Prof. Dr.-Ing. Brix; am Schluß noch ein Teilnehmerverzeichnis. Auf 85 Seiten eine Menge Erfahrungen und Wissenswertes, so daß die Schrift empfohlen werden kann. Dr. Neumann.

Finanzierung der Landstraße im neuzeitlichen Verkehr. Von Dr. Fritz Wasner. 93 S. Berlin-Charlottenburg 2, 1928. Zementverlag G. m. b. H. Preis 3,60 R.-M.

Der Verfasser behandelt in fünf Abschnitten das heute im Vordergrunde stehende Thema der Finanzierung des Straßenbaues, indem er die Mittel der Wegefinanzierung, dann die Gegenleistung für die Abnutzung der Straßen, die Ausgleichung des Kapitalmangels und die Berechtigung hoher Verzinsung, den Steuerbedarf und das Steueraufkommen und schließlich die zukünftige Finanzierung des Landstraßenbaues bespricht, wozu ins Einzelne ausgearbeitete Finanzierungspläne vorgelegt werden. Den Vorschlag, wieder eine Zugtiersteuer einzuführen, wird man, so berechtigt er an sich sein mag, aus politischen und volkswirtschaftlichen Gründen ablehnen müssen. Auch gegen die Berechnung der Straßenunterhaltungskosten lediglich aus den immerhin theoretischen Versuchsfahrten auf der Braunschweiger Rundbahn sind Einwendungen zu erheben. Die Angaben über den Verteilungsschlüssel der Kraftfahrzeugsteuer (S. 27) sind teilweise nicht richtig.

Die treffliche Schrift ist zu begrüßen und kann allen, die sich mit der Finanzierung des Landstraßenbaues zu beschäftigen haben, aufs wärmste zum Studium empfohlen werden. Sie gibt wertvolle Fingerzeige für die Lösung einer der brennendsten Tagesfragen. Dr.-Ing. Speck.

Hydraulic Laboraty Practice. Herausgegeben von John R. Freeman. 868 S. mit 996 Abb. u. 9 Taf. New York 1929. Verlag The American Society of Mechanical Engineers.

Als im Jahre 1926 auf Anregung des bekannten amerikanischen Wasserbau-Ingenieurs John R. Freeman das Werk „Die Wasserbau-Laboratorien Europas" erschien[1]), bestand die Absicht, dieses Buch zu gleicher Zeit in Amerika in englischer Sprache herauszugeben. Die Übersetzung beanspruchte aber viel mehr Zeit, als man erwartet hatte. Fast drei Jahre sind darüber vergangen, und inzwischen hatte das wasserbauliche Versuchswesen in Europa derartige Fortschritte gemacht, daß der Herausgeber sich entschloß, nicht nur mit einer Übersetzung der deutschen Ausgabe ins Englische sich zu begnügen, sondern auch die auf einer zweiten Studienreise im Jahre 1927 aus eigener Anschauung kennengelernten einschneidenden Veränderungen in den wasserbaulichen Versuchsanstalten bei der amerikanischen Herausgabe mit zu berücksichtigen. Es wurden daher die Mitarbeiter an der deutschen Ausgabe gebeten, ihre Aufsätze in bezug auf die in ihren Versuchsanstalten neu geschaffenen Versuchseinrichtungen und baulichen Erweiterungen, besonders aber mit Rücksicht auf die in den letzten Jahren gewonnenen Versuchserfahrungen und Versuchsergebnisse zu erweitern und zu vervollständigen. So sind im ganzen etwa 150 Druckseiten und 245 Abbildungen neu hinzugekommen. Diese starke Erweiterung ist besonders wertvoll, weil sie die neueste Weiterentwicklung des wasserbaulichen Versuchswesens zu einem für die Praxis immer unentbehrlicher werdenden Zweig des wissenschaftlichen Wasserbaues zeigt.

Besonders umfassend sind die Neueinrichtungen und die in den letzten Jahren durchgeführten Versuche bei den Wasserbau-Laboratorien der Technischen Hochschulen Karlsruhe (Rehbock), München (Thoma), Brünn (Smrček), Stockholm (Fellenius), Danzig (Winkel) und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin (Ehrenberg und Körner) geschildert worden. Es wäre sehr zu begrüßen, wenn diese für das wasserbauliche Versuchswesen so bedeutungsvollen Abhandlungen in Form eines Ergänzungsbandes zu dem (deutschen) Werke „Die Wasserbau-Laboratorien Europas" zusammengefaßt würden.

Neben diesen Erweiterungen enthält die amerikanische Ausgabe die Beschreibungen einer großen Anzahl von europäischen und amerikanischen Wasserbau-, Schiffbau- und vor allem Wasserkraft-Versuchsanstalten, die auf etwa 250 Seiten mit 240 Abbildungen in kurzer, übersichtlicher Form behandelt werden. Um hier wenigstens einen Überblick über diesen umfangreichen Teil des Werkes zu geben, seien im folgenden die einer Besprechung unterzogenen Laboratorien aufgezählt: Die Versuchsanstalt für Wasserbau an der Eidgenossischen Technischen Hochschule Zürich (Meyer-Peter), die Versuchsanstalt für Wasserbau und Grundbau an der Technischen Hochschule Hannover (Franzius, Streck und Hinderks), das Hydraulische Laboratorium der Technischen Hochschule Hannover (Freeman), Beschreibung einiger norwegischer und schwedischer Wasserkraft-Laboratorien (Freeman), die neue Versuchsanstalt der Riva Maschinenfabrik in Mailand (Marzolo), das Hydraulische Laboratorium der Technischen Hochschule Delft (Thijsse), Beschreibung einiger italienischer Laboratorien: Padua, Stra, Mailand, Pisa und Rom (Scimemi, Freeman und Chick), Beschreibung einiger französischer Laboratorien: Beauvert und Toulouse (Freeman), das Hydraulische Laboratorium der Technischen Hochschule Budapest (Rohringer), Beschreibung einiger Schiffbau-Versuchsanstalten: Hamburg, Rom und Washington (Freeman), Beschreibung einiger amerikanischer hydraulischer Laboratorien: Ithaka, Iowa, Worcester u. a. (Freeman, Nagler, Allen und Van Leer), die Hydraulische Versuchsanstalt der Alabama Power Co., Birmingham (Winter), das Wasserbau-Laboratorium der Norwegischen Technischen Hochschule Trondhjem (Heggstad).

Außerdem sind noch drei Aufsätze dem wichtigen und schwierigen Gebiete der Modellähnlichkeit gewidmet; die Verfasser sind: Marzolo, Reynolds und Chick.

Den Abschluß des Werkes bilden ausführliche Sach- und Personenverzeichnisse.

[1]) Vgl. „Die Bautechnik" 1926, Heft 25, S. 351.

Das Nebeneinanderstellen der in sich abgeschlossenen Beschreibungen der einzelnen Versuchsanstalten bedingt einen losen und für das Auffinden eines Sondergebietes unübersichtlichen Aufbau des Sammelwerkes. Diese Schwierigkeit wird durch ein sehr zweckmäßiges Verzeichnis behoben, das in stichwortartiger Anordnung die in den verschiedenen Kapiteln zerstreut liegenden gleichen Gebiete behandelnden Versuche übersichtlich zusammenfaßt.

Das Gesamtwerk setzt sich aus zwei Hauptteilen zusammen. Der erste Teil bringt die Übersetzung des deutschen Buches „Die Wasserbau-Laboratorien Europas" einschließlich der obenerwähnten Erweiterungen. Der zweite Teil, als Anhang bezeichnet, enthält in 14 Abschnitten die Beschreibungen der in der deutschen Ausgabe nicht enthaltenen Wasserbau-, Schiffbau- und Wasserkraft-Laboratorien und die drei Aufsätze über die Modellähnlichkeit.

Eine begrüßenswerte Neuerung bringt die amerikanische Ausgabe dadurch, daß sie kurze biographische Skizzen über die Verfasser des Sammelwerkes den einzelnen Aufsätzen voranstellt.

Rein äußerlich ist das Werk ähnlich der deutschen Ausgabe ausgestattet. Der Einband ist vornehm und einfach, der Druck sauber und klar und die Wiedergabe der Lichtbilder und Zeichnungen ausgezeichnet. Dr.-Ing. K. Lüders.

Finanzierungsprinzipien für den Straßenbau. Von J. W. Schotte. 142 S. Halle a. S. 1928. Straßenbauverlag Martin Boerner. Preis 6 R.-M.

Die ersten 27 Seiten mit 101 Zitaten geben einen allgemeinen Überblick über das Straßenwesen; auf den nächsten 21 Seiten werden im Abschnitt II die Ursachen erörtert, die zu einer Finanzierungsfrage im Straßenbau geführt haben, im allgemeinen bekannte Dinge. Im II. Teil werden die von der Volkswirtschaftslehre aufgestellten Grundsätze der Kosten und des Nutzens als die in erster Linie in Frage kommenden Grundsätze auf die Verteilung der Wegebaulasten angewendet. Als Grundsätze zweiter Linie werden dann die Kapitalausnutzung, die Kontinuität, die wirtschaftliche Kraftentfaltung und die Erfordernisse einer zweckmäßigen Erhebung der Steuern auf Kraftfahrzeuge herangezogen. Im V. Teil werden die Ergebnisse der Untersuchung gewertet, und am Schlusse wird eine Folgerung gezogen, die indessen nicht befriedigt, da sie praktisch nicht durchführbar ist und gegen die Grundsätze einer schnellen und billigen Steuererhebung verstößt. Die Feststellung der gefahrenen Kilometer durch plombierte Messer ist praktisch nicht durchzuführen. Außerdem sind nicht maßgebend die gefahrenen Kilometer, sondern die Tonnenkilometer, die sich viel besser durch eine Triebstoffsteuer werden erfassen lassen (s. England, Amerika). Eine fleißige und kenntnisreiche Arbeit, die aber nur das bestätigt, was der Ingenieur von sich aus erfaßt hat.

Dr. Neumann.

Eingegangene Bücher.

Veröffentlichungen des Instituts für Meereskunde. Neue Folge. Reihe A. Heft 21. **Die Zirkulation des Indischen Ozeans.** Von L. Möller, 48 S. mit 24 Textabb. Berlin 1929. Verlag von E. S. Mittler & Sohn. Preis 8 R.-M.

Die Wärmeübertragung von Heizflächen mit Rippen. Von Dr.-Ing. H. Repky. 55 S. mit 22 Abb. Stuttgart 1929. Akademischer Verlag Dr. Fritz Wedekind & Co. Preis 4,80 R.-M.

Rapporten en Mededeelingen van het Rijksbureau voor Drinkwatervoorzieming. Mededeeling No. 9. **Bijdrage tot de kennis van den Invloed van de Getijbeweging op de Stijghoogte van het Grondwater.** Von Ir. I. H. Steggewentz, m. i. 63 S. mit 14 Abb. 'sGravenhage, Mai 1929.

Tabellen zur Lösung der Bogenkonstruktionen (Parabelbogen). Von Dr.-Ing. Béla Enyedi. 140 S. mit 48 Abb. Charlottenburg 1929. Zementverlag G. m. b. H. Preis geh. 3,60 R.-M.

Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft. Lehrstoffhefte für die Dienstanfängerschule.

Lehrfach m 5 III$_1$ Lokomotivkunde:

Heft 1: Übersicht über die geschichtliche Entwicklung der Lokomotiven. Der Lokomotivkessel. 58 S. mit 43 Abb.

Heft 2: Die Ausrüstung des Lokomotivkessels. 66 S. mit 69 Abb.

Heft 3: Verbrennung, Wärmewirtschaft, Feuerbehandlung, Dampfkunde und Dampfwirtschaft. 46 S. mit 27 Abb.

Format DIN A 5. Preis je 1 R.-M.

Lehrfach m 7 I Lokomotivdienst. 18 S. mit 6 Abb. 0,60 R.-M. Berlin 1929. Verlag der Verkehrswissenschaftlichen Lehrmittelgesellschaft m. b. H. bei der Deutschen Reichsbahn.

Goethehaus und Einsteinturm. Zwei Pole heutiger Baukunst. Von Dr. Karl Weidle, Dipl.-Ing. u. Architekt B. D. A. 58 S. mit 52 Abb. Stuttgart 1929. Wissenschaftlicher Verlag Dr. Zaugg & Co. Preis steif geh. 5,40 R.-M.

Die Treppe des norddeutschen Bürgerhauses. Von Dr.-Ing. M. Grantz. Herausgegeben mit Unterstützung der Akademie des Bauwesens zu Berlin. 86 S. mit 218 Abb. Berlin. Verlag Guido Hackebeil A.-G. Preis steif geb. 3 R.-M.

Zuschriften an die Schriftleitung.

Die erste Eisenbahnbrücke in Siliziumstahl in der Schweiz, die Aarebrücke bei Brügg. Über diese Brücke ist in der Zeitschrift „Die Bautechnik" von zwei maßgebenden Stellen berichtet worden. Die erste Veröffentlichung erschien im Mai 1928 aus der Feder von Herrn Geheimrat Dr. Schaper[1]), eine weitere kürzlich von Herrn Ing. A. Bühler[2]), Sektionschef für Brückenbau der Schweiz. Bundesbahnen in Bern. Beide Aufsätze haben die gleiche Richtung; sie berichten mit großer Offenheit über die Herstellung der Brücke und über die dabei in der Werkstatt und auf der Baustelle beobachteten Eigenheiten des Si-Stahles, wobei Interna, Zahlen und Werte, bekanntgegeben werden, über die sonst selten in Zeitschriften berichtet wird. Das Bauwerk (Abb. 1) ist eine eingleisige Eisen-

Abb. 1.

bahnbrücke von 2×55 m Stützweite, im Gewicht von rd. 310 t, für deutsche Verhältnisse ein Bauwerk mittlerer, eher kleinerer Größe. Augenscheinlich hatte die Herstellerin der Brücke, die „Konstruktionswerkstätten C. Wolff & Cie." in Nidau bei Biel, doch einige Schwierigkeiten mit dem Bauwerk zu überwinden, denn sonst wären die veröffentlichten Angaben kaum zu verstehen. Ich will mit gleicher Offenheit die bekanntgegebenen Zahlen und Werte etwas näher beleuchten und sie mit den Ergebnissen der Ausführung von Si-Stahl-Brücken in gut eingerichteten deutschen Werktätten vergleichen. Es ergibt sich damit gleichzeitig ein Rückblick über die bisherigen Erfahrungen bei der Verarbeitung der deutschen hochwertigen Baustähle in der Werkstatt und auf der Baustelle.

1. Beschaffung der Materialien. Nach den mir von Nidau zur Verfügung gestellten Listen wurden bezogen:

die Stab- und Breiteisen von Burbach, Saarbrücken .	247 t
die Bleche von de Wendel in Hayingen	38 t
die Niete von Bölling & Kummerhoff, Neuß . . .	20 t
zus.	305 t.

Vorgeschrieben war Si-Stahl nach den Deutschen Reichsbahnvorschriften.

Die Winkeleisen von Burbach schwanken in der Stärke von $80 \cdot 80 \cdot 10$ bis $130 \cdot 130 \cdot 13$, die Breiteisen von $260 \cdot 10$ bis $560 \cdot 20$. Da Burbach gleich zu Beginn der Si-Stahl-Periode sich mit der Herstellung dieses zähen Baustoffes im Siemens-Martin-Ofen beschäftigt hatte, bereitete ihr das Abwalzen des verhältnismäßig kleinen Schweizer Auftrages keinerlei Schwierigkeiten. Die geforderten Querschnitte sind auch keineswegs besonders groß. Ebenso war es mit den Blechen von de Wendel der Fall, die durchweg nur 10 mm stark sind. Die 20 t Niete hatten Durchmesser von 16, 19 und 20 mm. Es ist also hierzu nichts weiter zu sagen, als daß es sich um eine verhältnismäßig leichte und einfache Bestellung handelte. Die Schwierigkeiten beginnen beim Si-Stahl aber bekanntlich erst bei den ganz schweren Profilen, bei den starken und schweren Winkeln, bei den großen und schweren Blechen und bei den großen und starken Breiteisen.

Der Si-Stahl bedarf im Stahlwerk der Verwendung eines besonders guten und reinen Einsatzes und des Arbeitens bei sehr hoher Schmelztemperatur, da der hohe Gehalt an Silizium den Stahl dickflüssig macht. Alle, auch die kleinsten Einschlüsse feuerfester Stoffe sind zu vermeiden, da sie später die unangenehmen, schädlichen Stellen im Stahl, die Oberflächenaufblätterungen, Doppelungen, Schlackenzeiler usw. hervorrufen. Im Walzwerk ist auf bestes und gleichmäßiges Vorwärmen und Durchwärmen der Blöcke und auf das Auswalzen in bester Glut zu achten. Alle Bleche und schweren Profile sind besonders auszuglühen und auf diese Weise von Walzspannungen zu befreien. Diese Erschwernisse, dazu das notwendige genaue Verfolgen jedes Blockes vom Guß bis zum fertigen Walzstab und schließlich das getrennte Lagern im Walzwerk und in der Brückenbauanstalt — um ja Verwechslungen der Stahlsorten zu vermeiden — begründen den hohen Aufschlag für den St Si. Beim St 52 wird ein Teil dieser Erschwernisse entfallen, wogegen der Einsatz im Stahlwerk wieder teurer sein wird. Eine Ermäßigung der bisherigen Aufpreise wäre außerordentlich erwünscht, damit das wirtschaftliche Gebiet für die Verwendung hochwertiger Baustoffe bei Brücken und Hochbauten wieder eine Erweiterung erfahren würde.

Herr Bühler erwähnt in seinem Aufsatze noch, daß die Ränder der in Nidau verwendeten Bleche und ebenso die Enden der Winkel und Breiteisen sich als glashart erwiesen haben und daher um 2 bis $2^1/_2$ cm Länge abgeschnitten, d. h. um diese Länge größer hätten bestellt werden sollen. Diese Erscheinung wäre m. E. nur verständlich, wenn auf den Walzwerken die betreffenden Stücke mit dem Brennverfahren zerschnitten worden wären. Eine nähere Aufklärung wäre erwünscht.

2. Allgemeines über die Bearbeitung des Si-Stahles. Im ersten Aufsatze über die Nidauer Brücke wird gesagt, daß nach übereinstimmenden Aussagen aller Beteiligten ein nennenswerter Mehrverbrauch an Kraft beim Bohren, Sägen und Schneiden nicht festzustellen war, daß die Arbeiter sogar das Bohren von Si-Stahl für leichter erklärten als das Bohren von St 37. Die Arbeiten mit dem Preßluftmeißel wären allerdings schwieriger gewesen als bei St 37. Herr Bühler schreibt, daß nach den Erfahrungen in Nidau die Werkarbeit bei Si-Stahl sozusagen gleich war

[1]) „Die Bautechnik" 1928, Heft 22, S. 292 u. 293.
[2]) „Die Bautechnik" 1929, Heft 16, S. 235 bis 240.

wie bei gewöhnlichem Flußstahl, der Kraftbedarf für die Werkstattmaschinen war nicht wesentlich höher, so daß er einen wesentlichen Einfluß auf die Preisgestaltung nicht haben könne. Die behaupteten hohen Gestehungskosten der Anarbeitung seien daher wohl übertrieben. Herr Bühler meint sogar, daß in dieser Hinsicht beim Eisen zur Irreführung anderer viel gefabelt werde.

Diese Angaben können unmöglich stimmen. Daß ein härterer Baustoff sich schwerer anarbeitet und zur Anarbeitung mehr Kraft bedarf als ein weicherer, ist doch selbstverständlich und ist auch jedem Laien ohne weiteres klar. Das Mehr an Kraftbedarf läßt sich nur nicht immer einwandfrei feststellen und genau messen. Handarbeit und Maschinenarbeit verhalten sich da verschieden. Nach der Bemerkung von Schaper war in Nidau bei der Arbeit mit dem Preßluftmeißel schon ein Mehr an Kraft bemerkbar, d. h. der Handarbeiter empfindet den nötigen Mehraufwand an Kraft sofort und unmittelbar. Die Bohrmaschine und die Hobelbank sind aber praktisch ebensolche spanabhebende Werkzeuge wie der Preßluftmeißel, nur daß die Kraftquelle eine andere ist. Die Werkzeugmaschine ist nur weniger empfindlich, da sie meist so kräftig gebaut ist, daß sie auch auf längere Zeit Überlastungen zu ertragen vermag.

Die behaupteten hohen Gestehungskosten bei einer Konstruktion aus Si-Stahl sind also wohl vorhanden. Dazu kommt, daß viele gleichbleibende Kosten sich bei einer Ausführung in Si-Stahl auf ein kleineres Gewicht verteilen als bei demselben Bauwerk aus St 37, nämlich: ein Teil der Transporte, ein Teil des Zusammenbaues, die Anstrichkosten, die Kosten der Baustelleneinrichtung und die Kosten der Gerüste usw. Jeder Werkstättenleiter, jeder Baustellenleiter, jeder Preisermittler einer Brückenbauanstalt weiß, daß ein leichter Steg je Gewichtseinheit teurer ist als eine Brücke für Fuhrwerkverkehr, daß eine eingleisige Eisenbahnbrücke teurer ist in der Einheit als eine zweigleisige. Von „Fabeln" konnte man daher höchstens in der ersten Zeit der Si-Stahl-Periode reden, heute keineswegs mehr, wo jeder Arbeiter und jeder Werkstättenleiter den härteren Baustoff genau kennt und darauf eingestellt ist. Dasselbe wird für den neuen St 52 gelten.

3. Bohrarbeit. Herr Bühler hebt in seinen Berichten hervor, daß zur Erbohrung einer Tiefe von 2439 m nur vier Spiralbohrer eines bestimmten Fabrikates verbraucht worden sind. Das wären je Bohrer rd. 600 Bohrmeter. Das ist keine Ausnahmeleistung, wenn man beachtet, daß in Nidau nur mit einer Schnittgeschwindigkeit von 19 m/min und mit einem Vorschub von nur 0,2 mm gearbeitet wurde. In neuzeitlich eingerichteten Werkstätten arbeitet man aber heute — und das ist das Entscheidende — mit weit höheren Schnittgeschwindigkeiten, bis zu 40 m/min bei St 37 und mit über 30 m/min bei St Si. Selbstverständlich ist der Bohrerverbrauch dann weit größer, doch sind auch da Bohrtiefen bis zu 1000 m je Bohrer zu erreichen. Also: nicht der Bohrerverbrauch an sich ist bei der Bohrleistung entscheidend, sondern in erster Linie die Zeit, die zu ihr gebraucht wird.

Angenommen, es würden bei 30 m Schnittgeschwindigkeit und 0,25 mm Vorschub je Schicht 20 m Bohrlänge erzielt, so würde man in Nidau in der Schicht nur $20 \cdot \frac{19}{30} \approx 13$ m erbohren können. Zur Erbohrung der 2439 m Tiefe wären also $2439 : 13 \approx 187$ Schichten erforderlich gegen nur $2439 : 20 \approx 122$ Schichten bei größerer Bohrgeschwindigkeit. Bei 10 R.-M. Schichtlohn und 14 R.-M. Anschaffungskosten je Bohrer ergibt sich also folgender Vergleich:

1. in einer neuzeitlich eingerichteten Werkstatt
   Löhne . . . . $122 \cdot 10 =$ 1220 R.-M.
   8 Spiralbohrer je 14 R.-M. = 112 „
   zus. 1332 R.-M.
2. in der Bohrweise von Nidau
   Löhne . . . . $187 \cdot 10 =$ 1870 R.-M.
   4 Spiralbohrer je 14 R.-M. = 56 „
   zus. 1926 R.-M.

Der Unterschied zugunsten der größeren Bohrgeschwindigkeit beträgt somit, und zwar trotz höheren Werkzeugverschleißes rd. 30%.

Wie man sieht, ist bei solchen Betrachtungen immer auf die Einzeldaten zu achten, wenn man ein abschließendes Urteil abgeben will. Der räderlose Antrieb — unmittelbarer Antrieb der Bohrspindel durch den Motor — läßt noch weit größere Bohrleistungen als oben angegeben erhoffen. Schnittgeschwindigkeiten bis zu 50 m sind bereits in Aussicht gestellt, die wieder eine weitere Verbesserung und Vergütung der Bohrstähle herausfordern werden usw.

4. Schlagen guter und Herausschlagen schlecht geschlagener Niete. Nach Mitteilung beider Berichterstatter bereitete das Nieten in Nidau keine Schwierigkeiten, da die durchschnittliche Bohrlänge je Niet nur 29 mm und der Nietdurchmesser nur 20 mm betrug. Schwere Si-St-Niete müssen schon mit schwereren Preßlufthämmern oder mit Kniehebelmaschinen geschlagen werden. Im ersteren Falle muß der Nieter flink und kräftig sein, um die erste Hitze gut auszunutzen. Der Schließkopf muß fertig sein, wenn das Niet noch Rothitze zeigt.

Unverständlich ist die Angabe von Bühler, daß in Nidau das Entfernen schlecht geschlagener Niete 70 bis 80 Schläge erforderte. 25 bis 30 Schläge mußten unbedingt bei den verhältnismäßig leichten Nieten genügen, und über 40 bis 50 Schläge darf auch das Abschlagen der Köpfe schwerster Si-St-Niete nicht verlangen. Es kommt dabei sehr auf die Geschicklichkeit der Leute und die Art des Ansetzens des Schrotmeißels an. Geschieht letzteres in Richtung *a* (Abb. 2), d. h. längs der Nietbasis, so ist das Absprengen des Kopfes sehr mühsam. Setzt man jedoch den

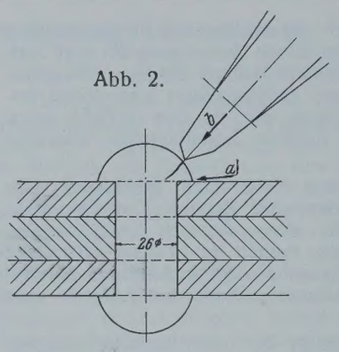


Abb. 2.

Schrotmeißel höher an, Richtung *b*, d. h. spaltet man den Nietkopf, so bringt man bald den größeren Kopfteil zum Wegfliegen, und der noch stehenbleibende Rest ist dann mit leichten Schlägen aus Richtung *a* rasch weggefegt.

Neben dem üblichen Abschlagen mit dem Schrotmeißel bleiben noch andere Verfahren für das Entfernen von Nietköpfen übrig: das Abkreuzen mit dem Handmeißel, das Abbohren und das Abbrennen mit dem Flachbrenner. Bei der letztgenannten Weise muß besonders darauf aufgepaßt werden, daß nur der Nietkopf und nicht auch der Werkstoff von der Flamme erfaßt wird.

Bei der Aarebrücke wurde das Nieten auf der Baustelle bei jedem Regen eingestellt, weil die Niete sich rasch abkühlten. Ich glaube nicht, daß diese Vorsichtsmaßnahme nötig war. Beim Umbau der Haltestelle Kottbusser Tor der Hochbahn in Berlin wurden im vergangenen Winter viele und sehr schwere Si-St-Niete — von 29 mm Durchm. und bis 180 mm Nietschaftlänge — bei Kältegraden bis zu — 22° C ohne jeden Anstand geschlagen. Im Sommer vorher geschah das Nieten an der Billhorner Straßenbrücke in Hamburg bei jedem beliebigen Wetter und also auch bei Regen und Riesel ohne jegliche Beeinträchtigung der Nietarbeit.

5. Stundenaufwand. Die in Nidau für das betrachtete Bauwerk in der Werkstatt aufgewendete Arbeitszeit betrug 33 380 Std., d. h. 108 h/t, während auf der Baustelle 22 030 Arbeitsstunden, d. h. 71 h/t verbraucht wurden. Beide Zahlen erscheinen reichlich hoch, doch ist ein Urteil nicht ohne weiteres möglich, da in der Veröffentlichung nicht angegeben ist, ob und welche Stunden erfaßt wurden, insbesondere ob auch die Transportstunden usw.

Ich möchte hiermit schließen und nur noch den Wunsch aussprechen, daß auch noch andere Herren ihre Erfahrungen im Bau von Brücken und Hochbauten aus hochwertigen Stählen der Allgemeinheit bekanntgeben möchten.

Sterkrade, den 26. Juni 1929. Dr. Bohny.

Erwiderungen.

I.

Herr Direktor Dr. Bohny vergleicht die kleine Werkstätte Nidau mit den erstklassigen Einrichtungen seiner weltbekannten und hochleistungsfähigen Werkstätte, wodurch sich viele Meinungsverschiedenheiten über die Anarbeitung des St Si erklären lassen dürften. Um so höher muß aber die gute Ausführung der Aarebrücke bei Brügg der kleinen Werkstätte angerechnet werden. Sachlich ist nur zu bemerken, daß die angegebenen Arbeitsstunden sich auf sämtliche aufgewendeten Leistungen beziehen, also alle Transportstunden usw. in sich schließen, und daß die Ränder des Walzmaterials, die sich als glashart erwiesen, an der Schere oder Schnellsäge, also nicht durch Abbrennen, entstanden sind. Mit bezug auf den Schlußsatz der Zuschrift von Herrn Direktor Dr. Bohny wäre hinzuzufügen, daß offene Angaben über seine Erfahrungen mit St Si besonders erwünscht gewesen wären. Bühler.

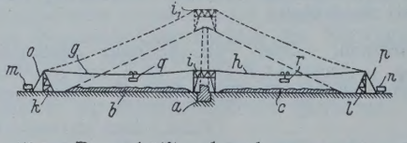
II.

Zu den Ausführungen des Herrn Baurat Dr.-Ing. Bohny bemerke ich kurz folgendes: M. E. sind teilweise die von vielen Seiten geäußerten Behauptungen der Erschwernisse bei der Bearbeitung des Si-Stahles übertrieben. Die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft stellt jetzt eingehende Ermittlungen an zur Beantwortung der Frage, in welchem Maße Erschwernisse bei der Bearbeitung des Si-Stahles und des St 52 auftreten. Bei einem Besuche des Stahlwerkes Witkowitz, in dem gegenwärtig die große vereinigte Straßen- und Eisenbahnbrücke über den Dnjepr in Rußland in Si-Stahl hergestellt wird, wurde mir die Auskunft, daß von erheblichen Erschwernissen bei der Bearbeitung des Si-Stahles nicht die Rede sein könne. Schaper.

Patentschau.

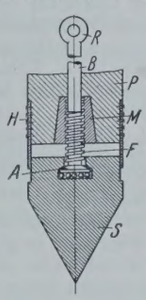
Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Seilbahnanlage für Schüttung von Dämmen mit Betonkern. (Kl. 84a, Nr. 468 388 vom 30. 10. 1926, von J. Pohlig A.-G. in Köln-Zollstock und Hermann Schmarje in Köln.) Um zu vermeiden, daß bei der Schüttung die im Innern des Dammes hochgeführte Mauer in verhältnismäßig frischem Zustande durch den hohen Auflagerdruck der Seilbahnstütze belastet wird, wird die Mittelstütze so angeordnet, daß sie den Mauer- oder Betonkern portalartig überbrückt. Die Talsperre setzt sich aus einem mittleren Betonkern *a* und den beiderseitigen Dammhälften *b* und *c* zusammen. Der Baustoff für den Kern wird durch die Seilbahn *d* zugeführt, deren Stützen an den Talhängen quer verfahrbar sind. Die Mittelstütze *i* der Seilbahn *g h* ist portalartig ausgebildet und überbrückt den Kern *a*; die beiden anderen Seilbahnstützen *k*, *l* stehen

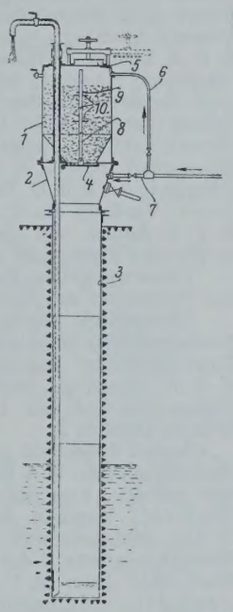


am Fuße des Dammes. Das an die Stützen *k, l* durch Förderbahnen *m, n* herangeführte Schüttgut wird durch Einrichtungen *o, p* auf Stützenhöhe gebracht, in die auf der Seilbahn fahrenden Fördergefäße *q, r* umgeladen, verfahren und gekippt.

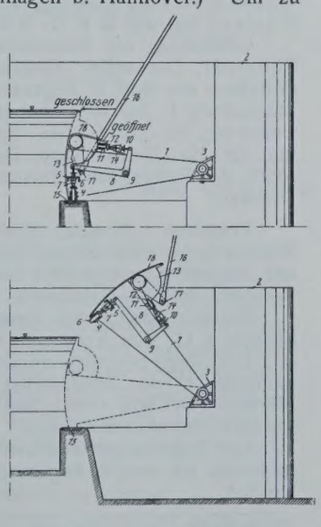
Vorrichtung zur Lockerung eines unmittelbar oder mit einer Senkhülle in den Boden abgesenkten Vortreibpfahles oder Pfahlkerns mit Pfahlschuh. (Kl. 84c, Nr. 451 036 vom 4. 10. 1925, von Ottokar Stern in Wien.) Um die beim Ziehen der Pfähle erforderlichen zeitraubenden Vorkehrungen zu vermeiden, wird der Vortreibpfahl *P* zur Aufnahme der Druckspindel *B* in seiner Längsrichtung durchbohrt. Der Pfahlschuh *S* besteht aus einer kegelförmigen Spitze, die nach oben in einen zylindrischen Teil übergeht, der genau auf die untere Stirnfläche des Pfahles *P* paßt. Oben ist die Spindelstange *B* als Auge *R* ausgebildet; das untere Ende der Spindel wird durch einen Bund *A* gebildet; die Spindel ist oberhalb des Bundes mit einem Gewinde *F* versehen, das in einem Futterstück *M* geführt ist. Am Übergang zwischen Pfahlschuh *S* und Pfahl *P* ist eine Deckhülse *H* angeordnet. Vor dem Eintreiben des mit der Hubeinrichtung ausgerüsteten Pfahles *P* wird der Pfahlschuh *S* durch Hochschrauben der Spindel *B* im Futterstück *M* fest an den Pfahl angepreßt und der Pfahl dann durch Druck abgesenkt. Nachdem der Pfahl so weit abgeteuft ist, daß der Eindringungswiderstand im Boden die auf den Pfahl entfallende Baulast überschreitet, kann mit seinem Rückbau begonnen werden. Der Pfahl wird hierbei durch Drehen der Spindel *B* von dem Schuh *S* abgehoben und im Schacht nach aufwärts gedrückt.



Füllschacht für Vortreibrohre. (Kl. 84c, Nr. 467 831 vom 2. 12. 1924, von Grün & Bilfinger A.-G. in Mannheim.) Beim Öffnen der Bodenklappe solcher Schächte stürzt zunächst nur der unmittelbar auf der Klappe liegende Teil der Betonmasse in das Vortreibrohr ab, und ein Teil bleibt im Füllschacht hängen und bildet eine Art Gewölbe, das die Schachtöffnung verstopft. Der Füllschacht 1 ist mittels Stutzens 2 auf ein Vortreibrohr 3 aufgesetzt und weist am unteren Ende eine Bodenklappe 4 und eine Füllöffnung 5 zum Einbringen des Betons auf; das Innere des Füllschachtes ist mit einer Druckluftleitung 6, das Innere des Anschlußstutzens 2 durch eine Druckluftleitung 7 mit einer Druckluftpumpe oder dergl. verbunden. Die neue Reißvorrichtung zum Zerstören der sich gegeneinander stützenden und den Füllschacht verstopfenden Betonteilchen besteht aus einer mit der Klappe 4 gelenkig verbundenen und oben in einer Führung 9 gehaltenen Stange 8, die gegeneinander versetzte Querarme 10 trägt, die beim Öffnen der Klappe die Betonmasse bewegen und in das Vortreibrohr 3 abstürzen lassen.

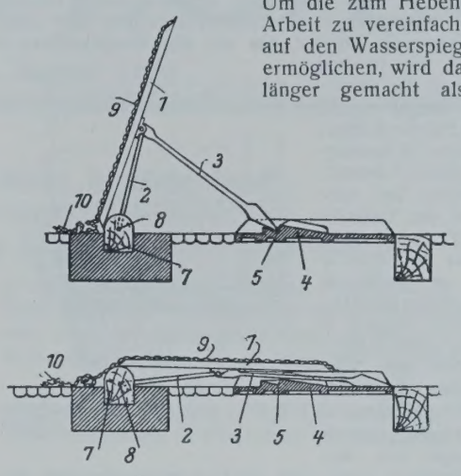


Wehrkörper mit aufgesetzter Klappe. (Kl. 84a, Nr. 445 376 vom 28. 3. 1925, von Graue A.-G. in Langenhagen b. Hannover.) Um zu vermeiden, daß der Wehrkörper nach unten stürzt, wenn sich die Wehrklappe beim Weiterlaufen des Antriebes im Sinne des Senkens weiterbewegt, ist eine Riegelvorrichtung angeordnet, durch die die Stellung der Klappe zum Wehre während der Bewegung des letzteren zwangsweise festgelegt wird. Der Stützarm 1 des Wehrkörpers ist am Pfeiler 2 mittels der Drehlager 3 gelagert; mit dem Wehrkörper sind Gleitlager 4, 5 fest verbunden, in die ein Anschlagbolzen 6 verschiebbar eingebaut ist, der durch eine Feder 7 nach unten gedrückt wird. Der Bolzen ist durch einen Winkelhebel 8, der um den Drehbolzen 9 schwingt, mit dem Verriegelungsbolzen 12 gekuppelt. Dieser gleitet in Lagern 10 u. 11 und verriegelt durch die Feder 14 die mit der Wehrklappe verbundene Scheibe 13. Durch eine Zahnstange 16 wird mittels des Hebels 17 zunächst die Wehrklappe 18 geschlossen und dann der Wehrkörper gehoben.

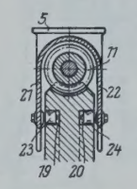


Nach dem Anheben des Wehrkörpers wird unter der Federwirkung 7 u. 14 die Scheibe 13 durch den Bolzen 12 verriegelt, wodurch die aufgesetzte Klappe sich gegen den Wehrkörper nicht mehr bewegen kann. Hat der Wehrkörper seine tiefste Stellung wieder erreicht, kann die Klappe wieder frei bewegt werden.

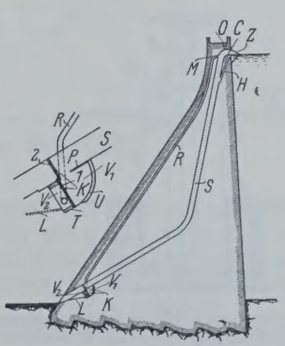
Klappenwehr nach Chanoine-Pasqueau. (Kl. 84a, Nr. 458 168 vom 27. 11. 1925, von Jean Marie Louis Antoine Aubert in Paris.) Um die zum Heben der Klappe erforderliche Arbeit zu vereinfachen und sie ohne Rücksicht auf den Wasserspiegel und die Strömung zu ermöglichen, wird das untere Ende der Klappe länger gemacht als bei der gewöhnlichen Chanoine-Klappe; außerdem ruht dieses Ende auch dann noch auf der Schwelle, wenn die Klappe waagerecht liegt. Die drehbare Klappe 1 ruht auf der waagerechten Achse eines Bockes, dessen einer Schenkel 2 an einer unten in der Schwelle 7 gelagerten Achse 8 drehbar befestigt ist; eine Strebe 3 ist in der Mitte der oberen Achse des Bockes angelenkt, deren anderes Ende in dem Einschnitt 5 der bekannten Pasqueau-Führung 4 ruht. Um eine solche Klappe zu heben, genügt es, einen Zug auf den Klappenkopf auszuüben; der Kopf trägt eine Kette 9, und die Enden der Ketten der aufeinanderfolgenden Klappen sind durch eine Kette 10 miteinander verbunden. Wenn beim Ziehen an dem Klappenkopf die Strebe 3 in den Einschnitt 5 eingedrungen ist, so hört man mit dem Ziehen auf, löst die Verbindung der Kette 9 mit der Winde und richtet in gleicher Weise die folgende Klappe auf.



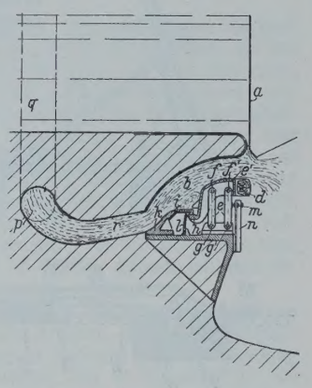
Schiffshebewerk mit auf den Hubrollen reitend gelagertem Antriebe. (Kl. 84b, Nr. 465 866 vom 1. 2. 1925, von Siemens-Schuckert-Werke A.-G. in Berlin-Siemensstadt.) Der Schiffstrog 1 des Hebewerks hängt an Seilen 2, sein Gewicht ist über Seilrollen 3 durch Gegengewichte 4 ausgeglichen; die Schneckengehäuse 5 sind auf den Schneckenrädern 6 reitend angeordnet und durch Zugstangen 7 mit dem Unterbau des Schiffshebewerks fest verspannt, während die Schneckenwelle 8 die gegenüberliegenden Schnecken des Windwerkes miteinander verbindet. Die Schnecke 11 ist gegen Abheben von dem Schneckenrade dadurch gesichert, daß dieses beiderseits mit einer ringförmigen Nut 19, 20 versehen ist, in denen mit dem Schneckengehäuse 5 durch Arme 21 verbundene Führungsrollen 23 u. 24 laufen. Zur Sicherung der Schnecke gegen Abheben kann das Schneckengehäuse durch Streben mit einem auf der Achse des Schneckenrades gelagerten Ringe verbunden sein.



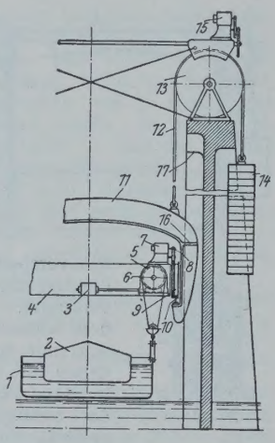
Selbsttätige Abschlußeinrichtung für Saugheber. (Kl. 84a, Nr. 465 207 vom 25. 4. 1926, von Badische Landeselektrizitätsversorgung, A.-G. (Badenwerk) in Karlsruhe i. B.) In der Sohle des in eine Staumauer eingebauten Hebers *S* ist eine zweiflüglige Klappe *K* mit ungleich großen Flügeln angeordnet. Der kleinere Flügel 2 ist gegen die Strömungsrichtung in den Heberschlauch hineinklappbar. Der größere Flügel 1 bewegt sich in einer Kammer V_1 V_2 unterhalb des Heberschlauches und ist außerdem durch sein Eigengewicht so beschwert, daß die Klappe sich selbsttätig gegen einen Anschlag *T* legt. Der Raum V_2 hinter der Klappe ist durch einen Kanal *L* mit dem Heberauslauf verbunden; ein zweiter Kanal *R* mit größerem Ausschnitt verbindet V_2 mit dem oberen Teil des Hebers, die Mündung *M* des Rohres *R* liegt dicht unterhalb des Heberscheitels. Durch die rinnenartige Aussparung *U* im Rücken der Kammer V_1 wird erreicht, daß gleich nach Beginn der Bewegung der Klappe der Raum V_2 unmittelbar mit V_1 verbunden wird, also der Flügel 1 ganz entlastet wird. Ein schlagartiges Öffnen der Klappe wird durch den Widerstand des Wassers beim Bewegen der Klappe in der Kammer verhindert; die Kammer V_1 wirkt als Dämpfung. Der Heberschlauch *S* ist durch die Schnauze *Z* von der Außenluft abgeschlossen. Hängt die Schnauze *Z* zu tief hinab, so kann die eingeschlossene Luft das Wasser von der Heberkrone *C* abdrängen und das Überlaufen unterbinden. Um dies zu verhindern, ist ein kleines Saugrohr, d. h. ein Hilfsheber *H* angebracht, dessen Eintrittsöffnung innerhalb oder außerhalb der Saugschnauze liegen kann.



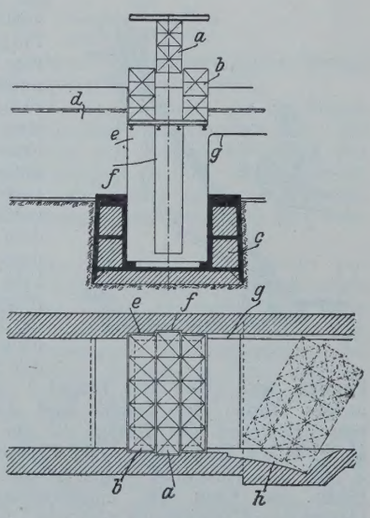
Untere Abdichtung eines versenkbaren Wehrverschlusses. (Kl. 84a, Nr. 467878 vom 17. 3. 1926, von Firma August Klönne in Dortmund.) Der Dichtungsbalken *d* liegt in einer unterhalb der Wehrsohle befindlichen Aussparung *b* des Wehranschlages; in dieser Aussparung liegt auch der den Dichtungsbalken tragende Bügel *c*, der von den Gelenkstäben *e* bei *f* und *f'* getragen wird, die in den Punkten *g* und *g'* drehbar an der Wehrsohle gelagert sind. Der Bügel *c* geht unten in eine waagerechte Fläche *h* über, auf die das an einem Halter *k* wasserdicht angeschlossene Federblech *i* drückt; einzelne Blattfedern *l* halten bei ausgeglichenem Wasserspiegel das Gelenkparallelogramm (*f*, *f'*, *g*, *g'*) derart, daß die Lenker *e* an den an Winkeln *n* sitzenden Stellschrauben *m* anliegen. Unter der Wehrsohle verläuft ein Kanal *p*, der vom Oberwasser durch Kanäle *q* gespeist wird und von dem Stichkanäle *r* abzweigen. Beim Absenken des Verschlußkörpers *a* in das Wasser legt sich die Stauwand an den Dichtungsbalken *d* an; während der Oberwasserspiegel durch den Verschlußkörper infolge des Anstauens des Oberwassers ansteigt, senkt sich der Unterwasserspiegel; der größere Wasserdruck drückt auf die senkrechte Fläche des Bügels *c*, und der Dichtungsbalken wird an die Stauwand des Verschlußkörpers angepreßt.



Schiffshebewerk mit gesonderter Hebevorrichtung für das Anheben des Troges aus dem Wasser und für seine Bewegung in der Luft. (Kl. 84b, Nr. 465917 vom 24. 2. 1925, von Siemens-Schuckert-Werke A.-G. in Berlin-Siemensstadt.) Die für das Anheben des Troges aus dem Wasser dienende Tragvorrichtung ist in die für die Bewegung des Troges in der Luft dienende, durch Gegengewichte ausgeglichene Hebevorrichtung eingehängt. Der das Schiff 2 aufnehmende Schöpftrog wird mittels eines Schneckengetriebes 5 und der Seiltrommel 6 durch den Hubmotor 5, der auf einer fahrbaren Tragvorrichtung 4 angeordnet ist, solange gehoben, als er in das Wasser eintaucht. Ein Fahrmotor 7 treibt über das Getriebe 8 die Laufräder 9 der Tragvorrichtung 4 an; von den seitlichen Enden der bügelartigen Haupthebevorrichtung 11 werden die Laufschienen 10 getragen. Ein Aufhängeseil 12 führt über die Seilrolle oder Trommel 13 zu den Gegengewichten 14, die so bemessen sind, daß sie dem Gewicht der Vorrichtung 11 mit der Tragvorrichtung 4 und dem aus dem Wasser gehobenen Schöpftrog das Gleichgewicht halten. Der Motor 15 zum Heben und Senken der Vorrichtung 11 hat lediglich die Reibungsverluste zu überwinden, zur Begrenzung der Hubhöhe trägt die Vorrichtung 11 eine Anschlagfläche 16, die sich gegen eine Anschlagfläche 17 des Gerüstes für das Schiffshebewerk legt.



Abschlußbauwerk für Schleusen, Kanäle u. dergl. (Kl. 84a, Nr. 465916 vom 4. 11. 1924, von Grün & Bilfinger A.-G. in Mannheim.) Es besteht aus einer Tauchkammer, einem Tauchtor aus lotrecht gegeneinander verschiebbaren Teilen und einer Wendenische. Das in der Tauchkammer versenkbare Tauchtor besteht aus zwei biegungsfesten Hohlkörpern, und zwar aus einem U-förmigen Torunterteil *b* und einem in dieses einschiebbaren Oberteil *a*. Das Tauchtor ist als gleichmäßiger Schwimmkörper ausgebildet. Die Wendenische *h* liegt außerhalb des Bereiches der Tauchkammer und ist im Grundriß dreieckförmig gestaltet; die Sohle liegt so hoch, daß sie bei NNW in Höhe der Unterkante des ausschwimmenden Tauchtores liegt. Der zurückspringende Teil über dem Absatz *g* der einen Schleusenkammer geht in die Wendenische *h* über, die das Ausschwenken selbst eines breiten Tores gestattet. Beim Ausfahren des Tores wird der Toroberteil in seine Höchstlage gebracht und das Tauchtor durch Beseitigung des Ballastes so hoch gehoben, daß es über den Absatz *g* schwimmend hinweg bewegt werden kann.



Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Ernannt: zum Reichsbahnrat: die Reichsbahnassessoren Dr. jur. Günther in Hannover, Dr. jur. Platz in Königsberg (Pr.), Dr. jur. Gerhard Schultz in Frankfurt (Main), Dr. jur. Flemming in Elberfeld, Dr. jur. Utermann in Breslau, Dr. jur. Streitz in Stettin, Volmer und Dr. jur. Schrag in Berlin sowie Dr. jur. Krebs in Trier, die Reichsbahnbaumeister Vierkant in Insterburg, Keller in Oppeln, Pfeiffer, Woschni, Witte und Boy in Berlin, Münchhoff in Görlitz, Opitz in Hirschberg (Schles.) und Flemming in Magdeburg-Salbke, die Reichsbahnamtmänner Friedrich in Köln, Stäps in Chemnitz und Haberland in Bautzen; — zum Reichsbahnamtmann auf Dienstposten von besonderer Bedeutung: Reichsbahnamtmann Bäckmann in Berlin; — zum Reichsbahnamtmann: die Reichsbahninspektoren Frömke, Schorß und Scharffe in Berlin, Quax in Elberfeld, Raquet und Christ in Essen, Iserling, Gustav Schmidt und Ehrhorn in Hannover, Lehrer in Gleiwitz, Stresow in Köln, Wolf in Dresden, Lucas in Bautzen, Kleindt in Leipzig und Pilzweger in Würzburg, die technischen Reichsbahnoberinspektoren Lüdeke und Lensch in Berlin, Kirchner in Stettin, Karl Schmidt in Stargard (Pom.) und Finke in Worms.

Versetzt: Reichsbahnoberrat Feil, Dezernent (Mitglied) der R. B. D. Würzburg, in gleicher Eigenschaft zur R. B. D. Regensburg, und Lipschitz, Werkdirektor des R. A. W. Dortmund, zum R. Z. A. in Berlin, die Reichsbahnräte Sonne, Vorstand des R. B. A. Tilsit, in gleicher Eigenschaft zum R. B. A. Lüneburg, Zeitz, Vorstand des R. B. A. Neiße, in gleicher Eigenschaft zum R. B. A. Breslau 2, Schaller, bisher bei der R. B. D. Erfurt, als Vorstand zum R. B. A. Tilsit, Georg Neumann, bisher bei der R. B. D. Stettin, als Vorstand zum R. B. A. Neiße, Stroh, bisher beim R. B. A. Hamburg, als Vorstand zum Reichsbahn-Neubauamt Bergedorf, Gätjens, bisher beim Reichsbahn-Neubauamt Stettin 1, zum R. B. A. Königsberg (Neum.), Saurler, bisher bei der R. B. D. Augsburg, als Vorstand zum R. B. A. Lindau, Leisner, bisher bei der R. B. D. Würzburg, zur R. B. D. Nürnberg, Händel, bisher beim Messungsamt der R. B. D. Würzburg, zum Messungsamt der R. B. D. Nürnberg, Westphal, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Leipzig, als Vorstand zum R. M. A. Magdeburg 1, Richard Richter, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Gotha, in gleicher Eigenschaft zum R. A. W. Magdeburg-Salbke, Harttmann, Dezernent (Mitglied) der R. B. D. Trier, in gleicher Eigenschaft zum R. Z. A. in Berlin, Nord, Vorstand des R. V. A. Aschersleben, in gleicher Eigenschaft zum R. V. A. Altona, und Dr. jur. Fischl, Vorstand des R. B. A. Regensburg, in gleicher Eigenschaft zum R. B. A. Rosenheim.

Übertragen: dem Reichsbahnrat Zorn in Charlottenburg die Geschäfte des Vorstandes des Reichsbahn-Neubauamts Berlin 1.

Überwiesen: die Reichsbahnräte Steurer, Vorstand des Reichsbahn-Neubauamts für den elektrischen Eisenbahnbetrieb in München, in gleicher Eigenschaft zur Leitungsinspektion daselbst, Rabus, bisher bei der R. B. D. München, zum Zentral-Maschinenamt der Gruppenverwaltung Bayern daselbst und Daßler, bisher bei der R. B. D. Dresden, zum R. B. A. Dresden 2.

In den Ruhestand getreten: Reichsbahnrat Leinberger, bisher beim Messungsamt der R. B. D. Nürnberg, die Reichsbahnamtmänner, Rechnungsräte Paasch, Vorstand des Personalbureaus der R. B. D. Altona, Hermann Schmidt, Vorstand der Fahrkartenausgabe Berlin Stettiner Bahnhof, Rosse, Hilfsdezernent der R. B. D. Hannover, Schweiker, Vorstand der Verkehrskontrolle II der R. B. D. Elberfeld und Harry Schmidt, Verkehrskontrolleur beim R. V. A. Hameln, sowie die Reichsbahnamtmänner Zangerle, Hilfsdezernent der R. B. D. Essen, Hülfenhaus, Leiter des Bahnhofs Kassel Verschiebebahnhof, Maurer, Vorstand des Personalbureaus A der R. B. D. Köln, Ulrichs, Verkehrskontrolleur beim R. V. A. Gleiwitz, Heite, Vorstand des Wagenbureaus des R. Z. A. in Berlin und Gerlach bei der R. B. D. Würzburg.

Gestorben: die Reichsbahnoberräte, Geheimer Regierungsrat Martin Schmidt, Dezernent (Mitglied) der R. B. D. Mainz, Eser, Dezernent (Mitglied) der R. B. D. Regensburg und Stallwitz, Vorstand des R. M. A. Magdeburg 1, die Reichsbahnräte Hauenschild, Vorstand des R. B. A. Lüneburg, Dr.-Ing. Busse, Vorstand des Reichsbahn-Neubauamts Berlin 1 und Dr. jur. Nonweiler, Dezernent (Mitglied) des R. Z. A. in Berlin, sowie der Reichsbahnamtmann Gesell beim Verkehrsbureau der R. B. D. Dresden.

Preußen. Versetzt sind: der Regierungsbaurat (W.) Potya von Steinau a. O. nach Kassel als Vorstand des Wasserbauamts II daselbst, der Regierungsbaurat (W.) Fischbach von Kassel nach Duisburg als Vorstand des Wasserbauamts Duisburg-Meiderich.

Ernannt sind: der Regierungsbaurat (W.) Wilhelm Schmitz in Steinau a. O. zum Vorstande des Wasserbauamts daselbst.

Der Regierungsbaumeister (W.) Ewald Drücke ist unter Wiederaufnahme in den Staatsdienst zum 1. August 1929 dem Neubauamte in Münster i. W. und vom 1. September 1929 ab dem Schleppamte Duisburg-Ruhrort überwiesen worden.

Der Regierungsbaumeister (W.) Hergeist bei dem Polizeipräsidenten in Berlin ist zum 1. August 1929 wieder in den Staatsdienst einberufen worden.

INHALT: Bücherschau. — Eingegangene Bücher. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

7. Jahrgang | BERLIN, 27. August 1929 | Heft 37

Alle Rechte vorbehalten.

Über den Bau des Hafens in Helgoland.

Von Hafenbaudirektor **Eckhardt**, Wilhelmshaven.

Vortrag, gehalten auf der 32. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins 1929, Berlin.

Der Hafen von Helgoland ist in den Jahren 1906 und 1907 geplant, im Jahre 1908 angefangen und 1916 fertiggestellt worden.

Das Bedürfnis nach einem Hafen hatte in Helgoland schon lange vor seiner Erbauung bestanden. Es ist eigentlich schon aufgetreten, nachdem im Jahre 1721 eine Sturmflut den Wall, die hochwasserfreie Verbindung zwischen Felseninsel und Düne durchbrochen und der damalige Südhafen dadurch den Schutz gegen Norden verloren hatte.

Es waren besonders die Fischereifahrzeuge, die das Fehlen eines sicheren Hafens in Helgoland immer wieder unangenehm empfanden, wenn sie durch herankommende Stürme von ihren Fischplätzen vertrieben, wegen schwerer Grundseen nicht mehr in die Flußmündungen einlaufen konnten und ihnen nur noch Helgoland als Zufluchtsort blieb. Die auf den älteren Seekarten (Abb. 1) mit Nord- und Südhafen bezeichneten Wasserflächen sind keine Häfen im eigentlichen Sinne, sondern können nur als Reede bezeichnet werden, die wenig gute, aber manche schlechten Eigenschaften hat. Zu den letzteren gehört, daß sie nur bei West- und Ostwinden einigermaßen geschützt, dagegen bei Südost-, Süd-, Südwest-, Nordwest- und Nordwinden ungedeckt ist. Ein weiterer Mangel ist, daß die Reede an vielen Stellen glatten Felsgrund hat, auf dem der Anker nicht faßt.

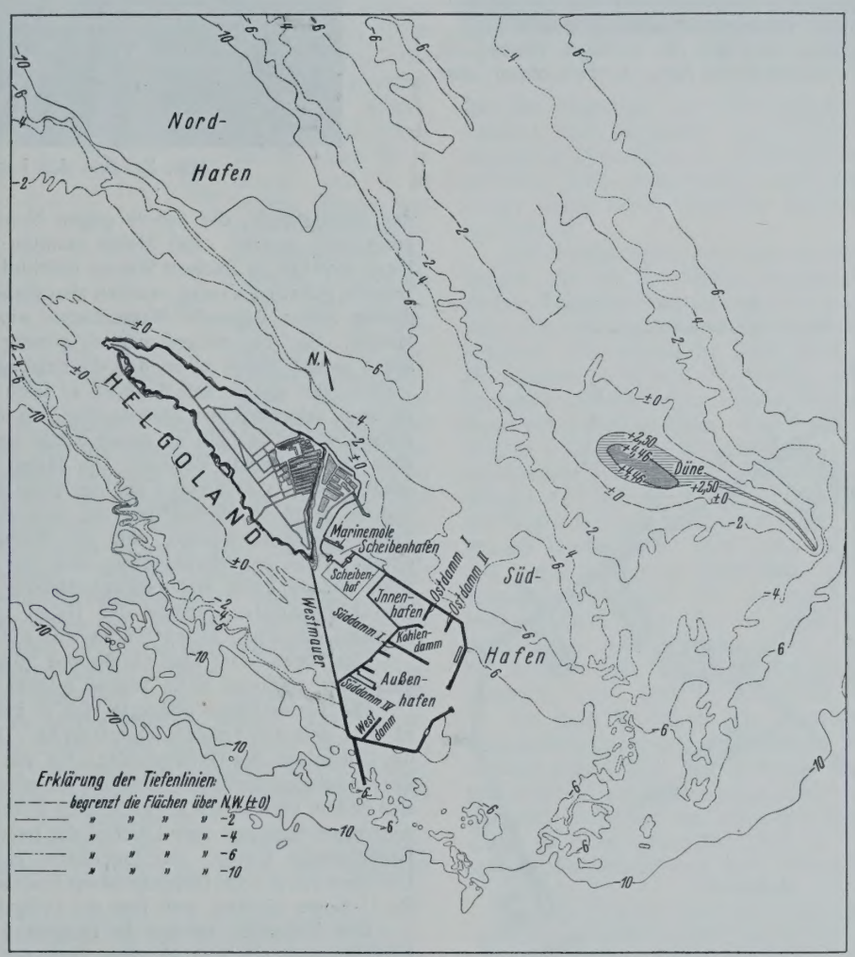


Abb. 1. Seekarte von Helgoland.

Das Unangenehmste und geradezu Gefährliche dieser Reede ist aber, daß die bei Südweststurm auf ihrem nördlichen Teil — dieser kommt bei dieser Windrichtung allein in Frage — ankernden Schiffe jeden Schutz verlieren, sobald der Wind aus seiner ursprünglichen Richtung in die nordwestliche oder nördliche übergeht, eine Erscheinung, die bei uns die Regel ist. Die von der Düne ausgehenden, weit nach Nordwesten auslaufenden Klippen fangen die Wellen und leiten sie nach der Enge zwischen Felseninsel und Düne. Ähnlich wirken die von der Felseninsel nach Nordwesten laufenden Riffe. Durch die trichterförmige Verengung, die die beiden erwähnten Riffgruppen bilden, wird der bei Stürmen nördlich von Helgoland ohnehin sehr schwere Seegang beim Einlaufen noch weiter verstärkt, und in dieser Verengung, dem sogenannten Nordhafen, bei Nordweststürmen liegende Schiffe müssen schon sehr schweres Ankergeschirr haben, um den hier heranrollenden hohen, steilen Wellen standhalten zu können.

Liegt das Schiff aber an einer Stelle, wo der Untergrund felsig oder der felsige Untergrund nur wenig von Sand und Geröll überlagert ist, so nützt ihm auch das beste Ankergeschirr nichts, weil der Grund den Anker nicht hält. Das Schiff kommt ins Treiben und läuft Gefahr, durch Strömung und Seegang auf die die Reede umsäumenden Klippen geworfen zu werden. Dieser Gefahr sind vor allen Dingen Segelschiffe ausgesetzt, weil sie eine gewisse Zeit brauchen, um Segel zu setzen und Fahrt aufzunehmen. Die räumlichen Verhältnisse der Helgoländer Reede sind nicht besonders groß, und das Schiff kommt oft schneller auf die drohenden Klippen, als es nach dem Abtreiben nach Kurs steuern kann.

Für Dampfer ist die Gefahr natürlich nicht so groß, da diese Fahrzeuge ihren Liegeplatz nötigenfalls wechseln können. Aber auch für diese bleibt ein Liegen in Helgoland bei Sturm immer eine Zeit großer Unruhe.

Um die schlechten Verhältnisse der Helgoländer Reede zu verbessern, legte die Marine in den neunziger Jahren einige Reedetonnen, durch die wenigstens die Unsicherheit des Ankergrundes beseitigt wurde. Diese Maßnahme konnte aber nicht mehr genügen, als Helgoland auch von größeren Schiffsverbänden angelaufen wurde.

Die Linienschiffe fanden ihren Liegeplatz östlich von der Düne, wo sie auch bei schlechtem Wetter liegen konnten. Für die kleineren Torpedoboote ist der Seegang hier aber zu stark. Sie mußten zwischen Düne und Felseninsel gehen, fanden hier aber weder genügend Platz noch bei schlechtem Wetter die Ruhe und Erholung, die ihnen der Aufenthalt in Helgoland geben sollte. Außerdem war es unmöglich, den auf Reede liegenden Schiffen neue Betriebstoffe, Kohlen, Öl, zuzuführen, um sie wieder aktionsfähig zu machen. Das hätte nur von Prahmen aus geschehen können. Die Wellenbewegung auf der Helgoländer Reede ist in der Regel aber zu groß, um ein Nebeneinanderliegen von Schiff und Kohlenprahm ohne Gefährdung beider zu gestatten. Die Torpedoboote mußten also nach Cuxhaven, Bremerhaven oder Wilhelmshaven gehen, wenn sie ihre Kohlenvorräte ergänzen wollten. Das Einlaufen in die Jade, Weser oder Elbe zum Bekohlen und das Wiederauslaufen nach dem Gebiete, von wo die Schiffe wieder eingesetzt werden sollten, nahm aber zu viel Zeit in Anspruch.

Auch dieser Umstand führte dazu, dem Plane zur Erbauung eines Hafens in Helgoland, in dem die erforderlichen Betriebstoffe bereitgehalten und schnell abgegeben werden konnten, feste Gestalt zu geben. Für das Jahr 1906 war eine Summe von 20 000 Mark für Vorarbeiten bewilligt worden, und im nächstfolgenden Jahre wurde der Entwurf und der mit 30 Mill. Mark abschließende Kostenanschlag von den gesetzgebenden Körperschaften genehmigt.

Der Entwurf hat auch in der Vorbereitung manche Änderungen erfahren, die im wesentlichen dadurch bedingt waren, daß sich die Raumanforderungen an den Hafen sehr schnell steigerten. Dem endgültigen Entwurf wurde die Forderung zugrunde gelegt, 18 Torpedoboot-Halbflottillen unterzubringen und daneben Raum für die vielen Fischewer zu

schaffen, die, von Cuxhaven (Finkenwerder) und Bremerhaven auslaufend, ihrem Gewerbe bis nach der Doggerbank nachgehen, denn auch für diese bei Sturm immer gefährdeten Fahrzeuge sollte ein zuverlässiger Schutz in Helgoland geschaffen werden. Da eine Torpedoboot-Halbflottille Liegeplatz von 100 m Länge braucht, waren also allein für Torpedoboote 1800 m Kajen oder Anlegeplätze erforderlich. Die Länge aller Liegeplätze hat das Doppelte betragen.

Mit Rücksicht auf die Bestimmung des Hafens war seine Mindestwassertiefe auf 4,5 m bei Springniedrigwasser festgesetzt worden.

Bei dem Entwurfe mußte noch auf folgendes Rücksicht genommen werden:

1. Die Strömungsverhältnisse zwischen Düne und Felseninsel durften nicht so verändert werden, daß durch verstärkte Strömung ein Abbruch der Düne hätte bewirkt werden können, da die Düne als Badeplatz der Lebensnerv der Helgoländer ist und schon seit Jahrzehnten kleiner geworden war.

2. Durch den Hafen durften auch sonst die Belange der Helgoländer, vor allem der Badebetrieb, nicht beeinträchtigt werden. Das Einlaufen, Ankern und Auslaufen der Bäderdampfer durfte deshalb weder durch den Bau, noch durch die Anlage selbst berührt werden.

3. Auf den schweren Seegang um Helgoland und auf die die Einfahrt erschwerende Brandung mußte Rücksicht genommen werden.

Ein Blick auf die Seekarte zeigt, daß sich die verlangte Wassertiefe von 4,5 m unter NW nirgends in unmittelbarer Nähe der Felseninsel, also

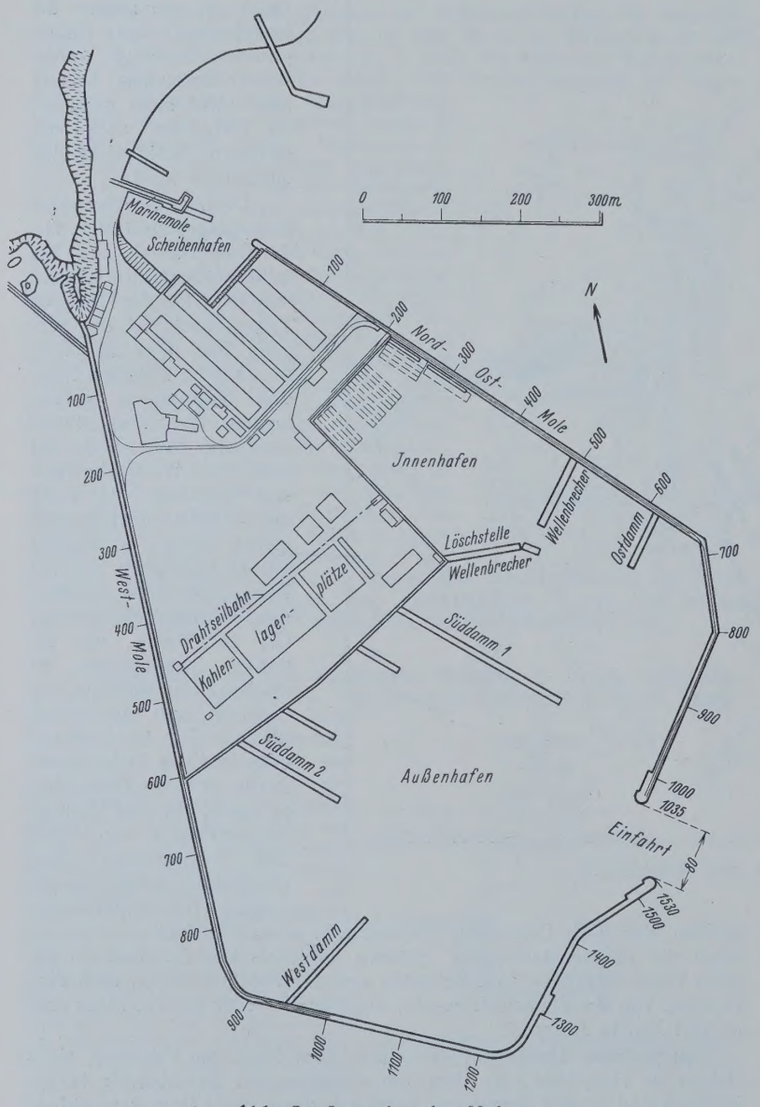


Abb. 2. Lageplan des Hafens.

noch in deren Schutz, findet. Da der Untergrund um Helgoland aber überall felsig ist, hatte man die Wahl, bei kürzeren und weniger teuren Molen größere und kostspielige Felsbeseitigungen unter Wasser ausführen, oder aber bei Vermeidung der Felsbeseitigung durch Auswahl eines entfernter von der Insel liegenden Meeresteiles, der die verlangte Wassertiefe schon hatte, längere und teurere Molen bauen zu müssen. Zwischen diesen Grenzfällen waren natürlich noch eine Reihe von Zwischenlösungen möglich.

Eine Reihe von Vergleichsentwürfen und Kostenanschlägen ergab schließlich, daß die Wasserfläche südöstlich von der Felseninsel die geeignetste Stelle für die Anlage des Hafens sei (Abb. 1).

Hier bot nämlich ein von der Südspitze der Insel nach Süden gehendes und dann nach 900 m Verlauf nach Osten abbiegendes Riff eine gute Gelegenheit, die zum Schutze gegen die vorherrschenden West- und Südweststürme erforderliche Mole — Westmole — zu errichten. Ein zweites nach Südosten laufendes Riff konnte für den Bau einer zweiten Mole,

Abb. 3. Bau des Lagergerüstes.

der Nordostmole, die Schutz gegen Nord- und Oststürme geben sollte, ausgenutzt werden. Die Molen konnten an diesen Stellen auf ziemlich lange Strecken in flachem Wasser errichtet und deshalb schwach im Querschnitte gehalten werden, wurden also verhältnismäßig billig. Die zwischen diesen Riffen liegende Wasserfläche war groß genug zur Anlage des Hafens. Sie war außerdem noch günstig gestaltet insofern, als ein Teil schon solche Tiefen hatte, daß die Felsbaggerungen nicht zu umfangreich wurden, der andere Teil dagegen so flach war, daß auch die Aufhöhungen zu dem erforderlichen Hafengelände in erträglichen Maßen blieb. Die Anlage wurde deshalb an dieser Stelle am billigsten. Die Lage hier bot aber noch folgende Vorteile: Der Hafen war gegen Nordwestwinde geschützt, blieb vollkommen aus der Zone des Verkehrs der Bäderdampfer, konnte leicht in Verbindung mit dem nach dem Oberlande führenden Tunnel gebracht werden, eine zur Brandung günstig gelegene Einfahrt erhalten, war erweiterungsfähig und ließ außerdem erwarten, daß durch seine Anlage keine Strömungsverstärkung an der Düne eintreten würde. Den Helgoländern brachte der Hafen hier den Vorteil eines starken Schutzes der Düne gegen Stürme aus südwestlichen Richtungen.

Der Hafen hatte eine Größe von 50 ha, davon waren 20 ha zu Land aufgehöht, während 30 ha Wasser blieben (Abb. 2).

Die Wasserfläche gliederte sich in zwei Becken, den Innenhafen mit rd. 5 ha und den Außenhafen mit 25 ha. Diese Unterteilung ergab sich aus der Höhenlage des Untergrundes. Sie war sehr vorteilhaft für den Bau, da der Innenhafen durch zwei Dämme, die eine Lücke von 50 m Weite zwischen sich ließen, nach außen abgeschlossen werden konnte und dadurch zu einem wertvollen Bauhafen zum Löschen der Baustoffe und zur Unterbringung der Baufahrzeuge wurde. Der Innenhafen hat später an seinem landseitigen Ufer drei aus je zwei Doppelpontons bestehende Anlegestellen erhalten, die für U-Boote dienten, weil hier die ruhigste Stelle im ganzen Hafen war.

Der Tidenhub beträgt in Helgoland 2,4 m. Nimmt man Spring-Niedrigwasser als Null an, dann liegt das HW auf + 2,50, das HHW auf 4,70 und das NNW auf — 2,30. Als der Hafen gebaut wurde, galt als HHW das in der Sturmflut vom 13. März 1906 erreichte, das auf + 4,46 lag. Mit Rücksicht auf diese Höhe wurde Oberkante des Hafengeländes auf + 5,25 gelegt. Auf gleicher Höhe lagen auch die Fahrbahnen der Molen und Anlegebrücken. Da von Westen und Süden starker Wellenangriff zu erwarten war, erhielt die Westmole noch eine Brüstungsmauer von 2,25 m Höhe, auf die später noch eine nach außen geneigte Bekrönung aus Granitsteinen von 0,80 m Höhe gesetzt wurde. Oberkante Westmole lag demnach 8,30 m über NW, 5,80 m über HW und 3,60 m über HHW. Die Ostmole hat nur eine niedrige Brustwehr zwischen 0,60 m und 1 m Höhe gehabt. Der Westmolenkopf war höher geführt und lag auf + 9,00. Die Westmole war 1530 m, die Ostmole 1035 m lang. 930 m der Westmole und 835 m der Ostmole waren freistehend und durch Reibholzanlagen auf der Innenseite zum Anlegen von Schiffen eingerichtet. Die Ostmole hatte auf ihren ersten 500 m auch außen eine Reibholzanlage und konnte an dieser Stelle bei südlichen bis westlichen Winden ebenfalls zum Anlegen benutzt werden. Die ersten 600 m der Westmole und die ersten 200 m der Ostmole dienten zur Einschließung des Hafengeländes. Dieses wurde nach der Hafenseite durch ein senkrechtes Ufer begrenzt, dessen Bauart noch beschrieben wird.

Soweit die Ufer nicht unmittelbar zum Anlegen dienten, hatten sie zungenartig an sie anschließende Anlegebrücken erhalten. Die Gesamtlänge der Brücken betrug 950 m. Die Gesamtlänge aller Liegestellen belief sich auf 3600 m, da die Anlegebrücken beiderseitig benutzbar waren.

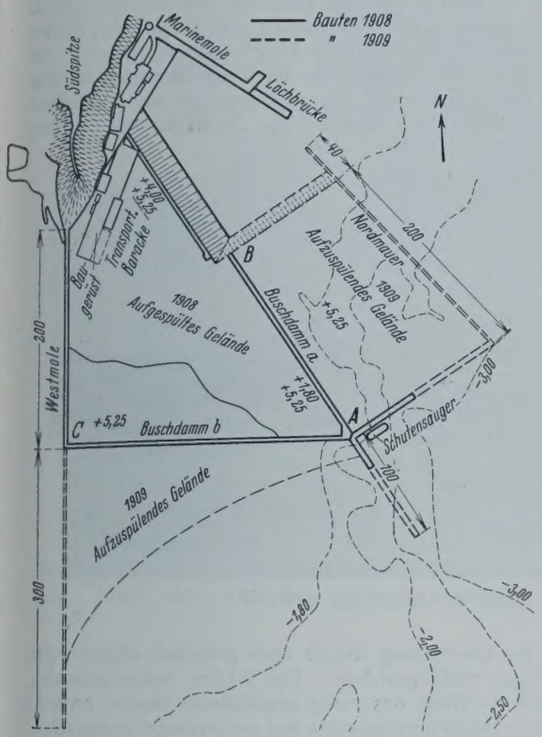


Abb. 4.
Lageplan für die Bauten des 1. und 2. Baujahres.

Beim Beginn des Hafenbaues stand nur die Marinemole, ein bei NW trocken fallendes Bauwerk von 70 m Länge und 6 m Breite und eine südlich davon liegende Fläche von etwa 1000 m² zur Verfügung. Diese für einen größeren Baubetrieb durchaus ungenügende Lösch- und Lagerstelle wurde noch dadurch unzureichender, daß sie mit anderen Baubehörden geteilt werden mußte. Deshalb wurde zunächst eine neue Löschstelle durch Herstellen einer 40 m langen und 5 m breiten Brücke aus Eisenkonstruktion — Quadranteisen als Stützen, I-Eisen als Quer- und Längsträger — in Verlängerung der Marinemole geschaffen. Beim Bau dieser Brücke zeigte sich, daß der Untergrund — rote Tonschiefer- und Sandsteinschichten — so weich war, daß die Quadranteisen gerammt werden konnten. Die erreichten Rammtiefen betrugen allerdings immer nur 40 bis 50 cm, die Eisen standen aber nach dem Rammen so fest im Boden, daß weitere Maßnahmen zu ihrer Befestigung nicht mehr erforderlich waren.

Diese Eigenschaft des Untergrundes ist später beim Hafenbau in weitgehendem Maße ausgenutzt worden. Zunächst wurden auch die Stützen eines 2000 m² großen Lagergerüstes, das sich an die vorhandene Lagerfläche anschloß und bis zur Südspitze ging, gerammt. Sie bestanden aus alten Eisenbahnschienen, die durch Schmieden angespitzt waren (Abb. 3). An die Fußflächen der Schienen waren in Höhe + 4,75 Winkel angeschraubt, die die hölzernen Längsholme trugen. Darauf lag die Plattform aus Querhölzern und 8 cm starken kiefernen Bohlen. Die Plattform lag 2,50 m über HW. Auf ihr mußte alles untergebracht werden, was zunächst zum Bauen erforderlich war, Sand, Kies, Zement, Granit, Hölzer, Eisen; auch die Kantine und die Baracken für die Arbeiter, weil deren Unterbringung in der Ortschaft nicht möglich war.

Die beschränkten Lagerverhältnisse auf der Plattform erforderten gebieterisch die Anlage größerer hochwasserfreier Lager- und Bauplätze.

Abb. 6. Buschdämme.

Mit der Anspülung des Hafengeländes wurde deshalb auch schon im Sommer 1908 begonnen. Das Füllmaterial (Sand) wurde in der Elbe, etwa beim Feuerschiffe 3, gewonnen und in Spülschuten nach Helgoland gebracht. Eine einigermaßen ausreichende Liegestelle für den Schutensauger wurde durch Herstellen von Buschdämmen geschaffen (Punkt *A* der Abb. 4).

Die Buschdämme bestanden aus drei Lagen von je 1 m starken Sinkstücken, die bei Hochwasser übereinander versenkt wurden, und deren oberste Lage bei Niedrigwasser trocken fiel. Auf den Sinkstücken wurde dann ein bis über Hochwasser reichender Damm aus Faschinenpackwerk errichtet. Die Sinkstücke sind durch eingerammte Schienen mit dem Untergrunde in feste Verbindung gebracht worden. Einige später in Packwerk und Sinkstücke eingerammte Haltepfähle ermöglichten das Festlegen des Schutensaugers. Abb. 5 gibt eine Ansicht des Sinkstückwerfens. Von dem Liegeplatze des Schutensaugers aus wurden zwei weitere Sinkstückdämme gebaut, einer nach dem Lande zu (Abb. 4) *AB*, einer nach Westen *AC*, wo er an seinem freien Ende mit dem ersten Abschnitte der Westmole zusammentreffen sollte. Eine Ansicht dieser beiden Buschdämme gibt Abb. 6. Man sieht im Hintergrunde den Schutensauger und rechts davon den Buschdamm *AC*, der ebenfalls durch Eisenbahnschienen festgenagelt war. In das durch die beiden Buschdämme gebildete Dreieck wurde nun der Sand gespült, und zwar zunächst an dem Buschdamme *AB* entlang nach dem Lande zu (Abb. 7).

In dem Maße, wie die Westmole von der Südspitze aus nach Süden vorschritt, wurde auch die Anspülung vorgetrieben (Abb. 8 u. 9).

Der Sand lief durch den Buschdamm und böschte sich auf seinen Außenseiten, doch sind trotz starkem Wellenangriffe keine großen Sandverluste eingetreten. Am Ende des ersten Baujahres war der größte Teil der zwischen den Buschdämmen und der Westmole liegenden Fläche hochwasserfrei. Das an das Baugerüst angrenzende Drittel der Fläche war sogar so hoch geworden, daß es auch von den im Winter 1908/09 auftretenden Sturmfluten nicht überspült wurde. Wenn das angespülte

Abb. 5. Sinkstückwerfen.

Abb. 7. Beginn der Anspülung.

Gelände bei diesen Sturmfluten nicht wieder verlorenging, so lag das daran, daß es gelungen war, die nach Nordosten gelegene Böschung der Aufspülung auf 150 m mit Klinkern abzupflastern (Abb. 10) und die Westmole auf 200 m vorzustrecken.

Dieses erste Stück des Molenbaues machte keine besonderen Schwierigkeiten, da die Wassertiefe, bei der es gegründet wurde, durchschnittlich

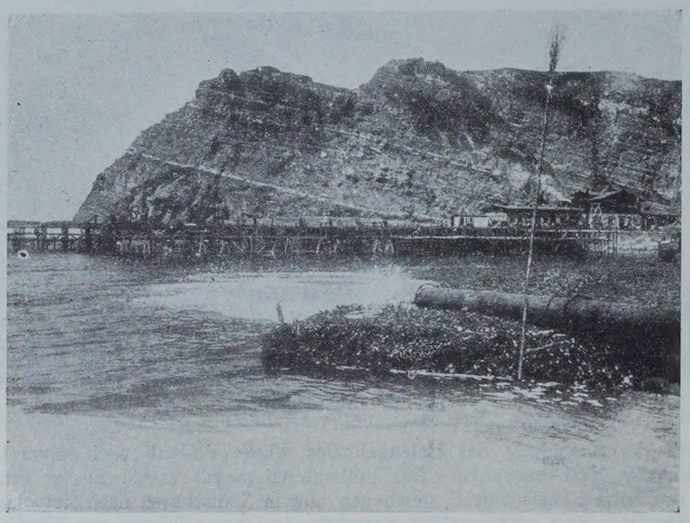


Abb. 8. Anspülung bei HW.

nur 1 m — bei Niedrigwasser — betrug. Einen Querschnitt dieses Molenstückes gibt Abb. 11.

Das Fundament wurde bei Niedrigwasser auf folgende Weise hergestellt:

Zunächst wurden in einem Abstande von 5 m zwei Dämme aus Säcken, die mit Beton gefüllt waren, in Längsrichtung der Mole bei Niedrigwasser auf den vorher sauber gereinigten Felsgrund errichtet. Der Beton wurde fast trocken gemischt, nur so weit angefeuchtet, daß der Zement nicht mehr stäubte. Die Säcke wurden nicht ganz prall gefüllt und dann zugebunden. Sie wurden nach Möglichkeit im Verbande gelegt, was auch unter Wasser ganz gut ging, weil das Wasser ganz klar war, und die durch den Beton verursachte Trübung durch die Strömung schnell wieder fortgenommen wurde. Die Dämme wurden etwa 1,5 m stark und so hoch gemacht, daß ihre Oberkante 60 cm über NW lag.

Die Arbeit wurde mit fallendem Wasser begonnen und so lange fortgesetzt, bis das allmählich wieder steigende Wasser sie unterbrach. Der Beton erhärtete während der Hochwasserzeit, und beim nächsten Niedrigwasser waren die Dämme so fest und standsicher, daß sie als seitliche

Abb. 10. Böschung am Scheibenhafen.

Begrenzung für den zwischen sie einzubringenden Schüttbeton dienen konnten. Um diesen einzubringen, wurde zunächst, ebenfalls aus Beton in Säcken, eine kleine über Wasser ragende Plattform zwischen den Sackdämmen, und zwar da, wo sie an den Felsen anschlossen, errichtet, die nach der Wasserseite mit einer Böschung etwa 1 : 2 abfiel. Auf diese Plattform wurde der ziemlich trockene Beton von einem Transportgerüst aus bei Niedrigwasser, also über Wasser, geschüttet und dann durch Schaufeln langsam auf die wasserseitige Böschung geschoben, so daß er von dieser ins Wasser rutschte. Auf diese Weise wurde der Beton langsam zwischen den Sackdämmen vorgetrieben, ohne daß er ausgespült wurde. Die Leistung in einer guten Tide (während des Niedrigwassers), in der das Wasser gut abfiel, war durchschnittlich 5 m Länge. Wir haben ausnahmsweise aber auch Stücke von 10 m Länge fertigbekommen. An dem wasserseitigen Ende des Fundamentes blieb die Böschung, so wie sie eingebracht war, liegen, um wieder einen Anfang für das Einbringen des Betons in der nächsten Tide zu haben. Die Oberfläche des fertigen

Abb. 9. Anspülung bei NW.

Fundamentes wurde vor Überflutung immer noch gründlich abgestampft, aber sonst in der Regel nicht gesichert. Die Wellen liefen meistens, wenn der Wasserstand die Höhe des fertig geschütteten Betons erreicht hatte, über den frischen Beton hinweg, ohne ihn nennenswert anzugreifen. Bei stärkerer Wellenbewegung haben wir die frische Schüttung durch Segeltücher mit Belastung (Eisenbahnschienen) abgedeckt, haben aber verschiedentlich festgestellt, daß die Abdeckungen mehr geschadet als genutzt hatten. Die Segeltücher waren trotz der Belastung in Bewegung gekommen, und die Auswaschungen wurden dadurch größer. Wenn Ausspülungen stattgefunden hatten, was nicht zu verhindern war, wenn das Wetter sich verschlechterte, mußte natürlich der lose Kies, der sich in der Regel am Fuße der Betonböschung zwischen den Sackdämmen angesammelt hatte, beseitigt werden. Betonschlamm fand sich hier nie. Die Trübe, die sich beim Vortreiben des Betons bildete, war nicht sehr stark und wurde bald durch die Strömung beseitigt.

Das Verfahren hat einen einwandfreien Beton ergeben. Wir haben häufig größere Würfel als Proben aus dem Beton sowohl aus den Sackdämmen als auch aus dem eigentlichen Fundamente ausgestemmt und auf Festigkeit untersucht und konnten fast immer feststellen, daß der Beton klingend hart war, ein dichtes Gefüge und verhältnismäßig gute Festigkeiten hatte. Das Verfahren hat den Nachteil, daß es in der freien See natürlich sehr von Wind und Wetter abhängig ist, diesen Nachteil teilt es aber mit vielen anderen Bauverfahren. Die Anwendungsmöglichkeit hört bei Wassertiefen über 2 m auf. Anstellige Leute lernen sehr bald, wie sie den Beton ins Wasser vorzudrücken haben. Es muß natürlich von Anfang an scharf darauf geachtet werden, daß der Beton nicht einfach ins Wasser geschaufelt wird.

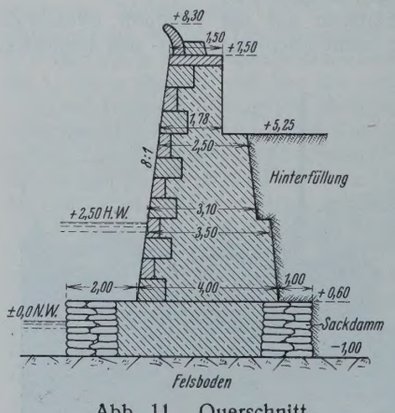


Abb. 11. Querschnitt des ersten Stückes der Westmole.

Die Dämme mußten dem Betonierbetrieb vorauseilen, da sie eine gewisse Zeit zur Erhärtung brauchten. Die Säcke banden fast immer auch miteinander etwas ab und waren nur schwer voneinander loszureißen.

Abb. 12 zeigt das Legen der Sackdämme.

Nach Herstellung des Fundaments war es nicht schwierig, den oberen Aufbau in Stampfbeton im Tidebetrieb, d. h. im Trockenen, im jeweils tief genug abgefallenen Wasser herzustellen. Als vordere, wasserseitige Begrenzung des Betons dienten Granitquader von 60 cm Höhe, die als Läufer und Binder ausgebildet waren und regelrecht vermauert wurden. Erst wenn dieses Granitmauerwerk fest geworden war, wurde es mit Stampfbeton hinterfüllt.

Abb. 12. Legen der Sackdämme.

Das Granitsteinversetzen ist auf Abb. 13 zu ersehen.

Die Molenbaustelle nahm allmählich eine langgestreckte, treppenförmige Gestalt an. Am weitesten draußen wurden die Sackdämme verlegt. Etwas näher nach dem Lande zu wurde der Fundamentbeton vorgetrieben, noch weiter zurück wurde die Granitverblendung mit Beton hinterfüllt. Stieg das Wasser, so zogen sich die Leute nach den Stellen zurück, die höher lagen und das Arbeiten noch gestatteten. Auf den schon über Hochwasser liegenden Stellen konnte, normales Wetter vorausgesetzt, natürlich immer gearbeitet werden. In der Regel war bei Niedrigwasser aber alles „unten", um die vom Wind und Wetter so stark abhängigen Tidearbeiten möglichst zu fördern. Mit dem Fortschreiten der Mole war ein vom Lagergerüst ausgehendes Transportgerüst längs der Mole erforderlich. Dieses bestand aus Holzböcken, die an Land verzimmert waren und an die Verwendungstelle geflößt wurden. Hier wurden sie aufgerichtet, miteinander durch Längsholme verbunden und gegenseitig durch Diagonalen versteift. Das Gerüst wurde vor Eintritt des Winters wieder abgebrochen, da es doch von den Sturmfluten zerschlagen worden wäre. Auch im Jahre 1909 konnte in gleicher Weise weitergearbeitet werden. Einige Stellen, die tiefer als 2 m waren, wurden mit Klappkübeln ausbetoniert, nachdem eine Schalung aus Holztafeln gestellt war, die an in den Felsboden eingeschlagenen Profileisen befestigt worden war.

Die von Punkt 440 der Mole ab größer werdende Wassertiefe zwang für das dritte Baujahr (1910) aber zu einer Änderung des Gründungsverfahrens, und zwar wurde das Betonieren mittels Trichter gewählt. Das Verfahren ist in Abb. 14 schematisch dargestellt.

Zu beiden Seiten der zu errichtenden Mole wurden kräftige Gerüste aus Differdinger Trägern I 25 errichtet, die vor Kopf gerammt wurden und durch Diagonalen miteinander versteift waren. Auf der Innenseite trugen die I-Stützen, etwa 1,5 m unter Oberkante Gerüst, auf nach innen ausgekragten Konsolen eine Schienenbahn, auf der eine die ganze mittlere Öffnung überbrückende hölzerne Plattform laufen konnte. Diese war in Querrichtung der Mole geschlitzt, und in dem Schlitze lief ein kleiner Wagen, an dem der Trichter hing. Die geschlitzte Plattform war so breit, daß auch 0,5 m³ fassende Kipploren noch neben dem Schlitze zur Füllung des Trichters fahren konnten. Der Trichter konnte durch auf den beiden Stirnenden der fahrbaren Plattform aufgestellte Handwinden hin und her gezogen werden. Hatte der Trichter eine Bewegung von der einen Seite der Mole zur anderen gemacht, so wurde die Plattform durch Brechstangen um ein kurzes Stück in Längsrichtung der Mole vorwärts bewegt, dann wurde der Trichter wieder zurückgezogen, um, am anderen Ende angekommen, mit der ganzen Plattform wieder ein Stück vorwärts bewegt zu werden. Der Trichter beschrieb also mäanderartige Wege. Als Schalung für den Beton dienten Holz- oder Eisenbetonplatten, die zwischen die Flanschen der inneren I-Eisen eingesetzt und durch Taucher verkeilt wurden. Zum dichteren Schluß erhielten diese Platten eine keilförmige Spundung. Da die Hauptträger 4 m Abstand voneinander hatten, waren noch schwächere I-Träger als Schalungsträger zwischen die Hauptpfosten gerammt worden. Die Holztafeln waren außen mit Schienen beschwert, damit sie nicht auftrieben. Der Beton wurde erdfeucht eingebracht. Die Kipploren kamen von der einen Seite der Mole, liefen über die fahrbare Plattform, gaben dabei ihren Inhalt in langsamer Fahrt an den Trichter ab und liefen auf der anderen Seite und einer zweiten Transportbrücke wieder zurück. Der Beton wurde immer in etwa 1 m Höhe geschüttet, und da die Höhe des Fundamentes mehrere Meter betrug, mußten mehrere Trichter hintereinander laufen. Wenn der Trichterbeton in die Höhe des Niedrigwassers gekommen war, wurde die letzte Schicht bei Hochwasser geschüttet. Sie fiel dann bei NW trocken. War das Fundament so weit, so wurde auf ihm im Tidebetrieb zwischen Granitquadern (außen) und Holzschalung (innen) im Trockenen betoniert. Da, wo die Mole nicht hinter-

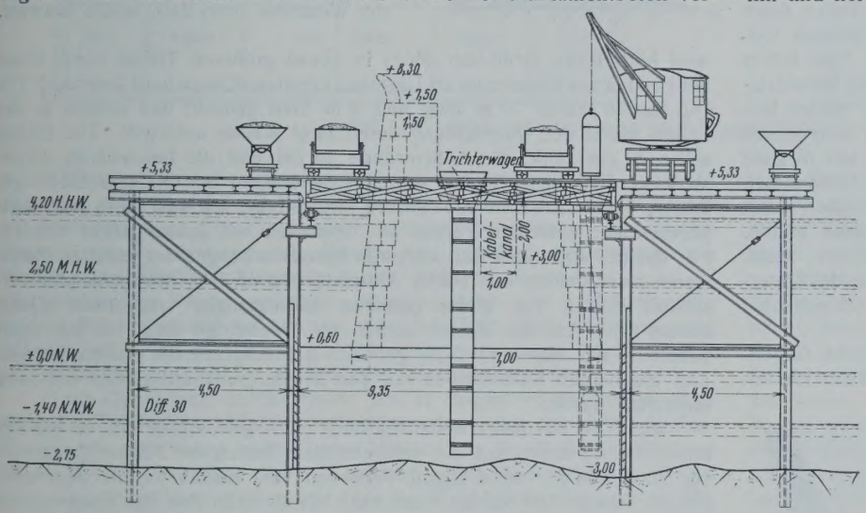


Abb. 14. Trichterbetonierung.

Abb. 13. Beginn des aufgehenden Mauerwerks.

Abb. 15. Trichtergerüst.

füllt werden sollte, sondern freistehend blieb, war außen und innen Granitverblendung vorgesehen.

Das Trichtergerüst wurde natürlich auch für den oberen Aufbau der Mole beibehalten.

Abb. 15 läßt dieses Gerüst erkennen. Im Hintergrunde sieht man die fahrbare Plattform. Die erste Schicht Stampfbeton, zwischen Granitquadern nach der Trichterschüttung folgend, ist gerade fertig und wird noch abgestampft. Der außen stehende Teil des Gerüstes wurde nach Beendigung des Baues abgebrochen. Die außen stehenden I-Träger wurden durch Winden aus dem Boden gezogen, die innen stehenden Träger in Höhe des Fundaments abgebrannt.

Die Trichterbetonierung ergab einen sehr guten und festen Beton. Wir hatten ja Gelegenheit, uns häufig von der Güte der obersten Schicht zu überzeugen, wenn sie trocken fiel, und es ist nicht anzunehmen, daß der untere, durch eine etwas höhere Wassersäule geschüttete Beton schlechter geworden sein sollte als der obere. Der Nachteil der Bauweise in der freien See ist die große Abhängigkeit vom Wetter. Es kam doch häufig vor, daß die am Tage vorher eingesetzten Platten durch später einsetzenden stärkeren Seegang losgeschlagen oder gar zerbrochen wurden und erst wieder befestigt oder ersetzt werden mußten, bevor die Trichterschüttung aufgenommen werden konnte. Wellen bis zu 40 cm Höhe beeinträchtigten die Trichterschüttung nicht, wenn der Beton noch einige Meter unter Wasser war. Die Trichterschüttung wurde aber unmöglich, wenn die Wellen den Trichter, der an sich ja schwer ist, wenn er gefüllt ist, hin und her schlugen.

Bei der dem Seegange stärker ausgesetzten Westmole kam das häufig vor, und der Baufortschritt war hier nicht befriedigend. Wir haben hier auch oft wieder unsere Zuflucht zu dem bei dem ersten Stück der Mole angewendeten Verfahren des Vortreibens des Betons ins Wasser vom Trockenen aus genommen, wenn wir nur erst die größten Tiefen durch Trichterbetonierung aufgehöht hatten. Bei der besser geschützten Ostmole hat sich das Trichterverfahren aber durchaus bewährt. Hier haben sich bei der ersten 500 m langen Strecke des Fundaments keine Schwierigkeiten ergeben, und man hätte diese Bauweise auch noch weiter beibehalten, wenn ihre Änderung nicht aus anderen Gründen erforderlich geworden wäre. Schlamm war bei der Trichterbetonierung nur in ganz geringem Maße zu beseitigen. Die Strömung nahm das Meiste fort. Wenn eine Unterbrechung der Schüttung — die in der Regel ohne Pausen vor sich ging — wegen Verschlechterung des Wetters eintreten mußte, wurde vor Wiederaufnahme der Betonierung alles, was lose war, Sand, Kies, sorgfältig beseitigt. Daß eine peinlich genaue Säuberung des Untergrundes von Geröll und Tang der Betonierung vorausging, sei nebenbei erwähnt.

Das auf der Innenseite der Mole stehende Gerüst mußte im Gegensatz zu dem außen stehenden beibehalten werden, da es ja zur Herbeischaffung der Baustoffe erforderlich war. Das Meer machte uns nun zuweilen einen dicken Strich durch unsere Pläne dadurch, daß es uns dieses verhältnismäßig schwere Gerüst zerschlug.

Abb. 16. Baugerüst hinter der Westmole nach einer Sturmflut.

Abb. 16 gibt einen Begriff von dem Zustande, in dem wir das Gerüst nach Sturmfluten manchmal wiederfanden. Die Abbildung läßt erkennen, daß Differdinger I-Eisen, die in die Mole mit einbetoniert waren, von den Wellen einfach krummgeschlagen worden sind. Zum Vergleich der Stärke des I-Eisens ziehe man den neben ihm stehenden Mann heran.

Da der Bau zu beschleunigen war — der Hafen sollte schon 1913 fertig sein — und die Abhängigkeit vom Wetter bei der Trichterbetonierung zu groß war, wurde von Punkt 650 ab die Bauweise, wenn auch mit einigen Abänderungen, gewählt, die für die größeren Tiefen schon beim ersten Entwurfe vorgesehen war, nämlich die auf Senkkasten. Den ursprünglichen Entwurf zeigt Abb. 17. Nach dieser sollte das schwache,

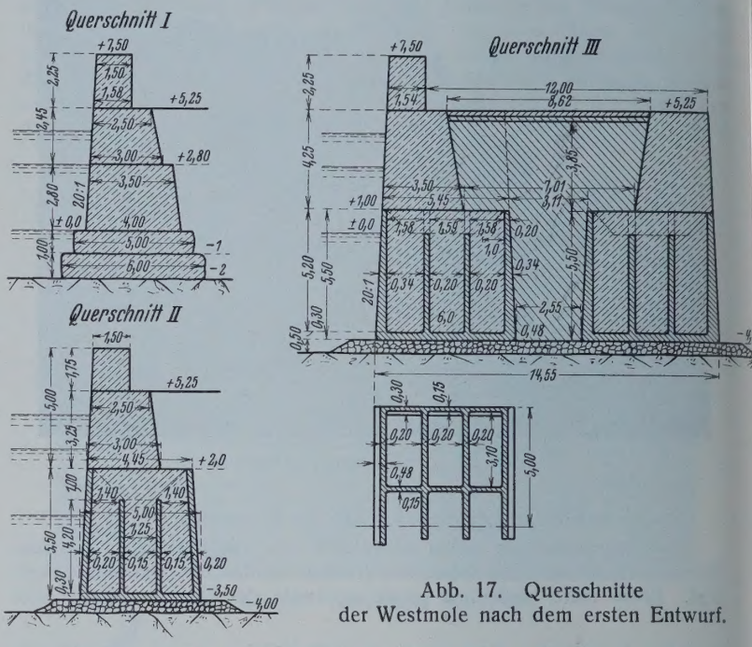


Abb. 17. Querschnitte der Westmole nach dem ersten Entwurf.

weil hinterfüllte Profil der Mole in etwas größeren Tiefen eine Reihe Senkkasten aus Eisenbeton als Unterbau erhalten (Querschnitt II der Abb. 17). Die Kasten waren 10 m lang und 5 m breit gedacht und sowohl in der Längs- als in der Querrichtung durch zwei Wände unterteilt. Der Boden sollte 30 cm stark, die Außenwände 20 cm und die Innenwände 15 cm stark werden. Die Kasten sollten schwimmend an Ort und Stelle gebracht, durch Einlassen von Wasser versenkt werden und dann nach Auspumpen der einzelnen Fächer im Trockenen mit Beton gefüllt werden. Für die frei stehenden und stärkeren Beanspruchungen ausgesetzten Molen waren zwei solcher mit einem Abstande von rd. 3 m nebeneinander versenkter Kasten von etwas größeren Abmessungen vorgesehen (Querschnitt III). Auf die Kasten sollten im Tidebetrieb zwei bis zur Fahrbahnhöhe der Molen (+ 5,25) gehende Brüstungsmauern gesetzt werden, und die beiden Kastenreihen mit den Brüstungsmauern sollten mit Sand hinterfüllt werden.

Wenn es zu dieser Bauausführung nicht gekommen ist, so hat das seinen Grund darin, daß die maßgebenden Stellen der Marine damals — vor 20 Jahren — nicht genug Vertrauen zum Eisenbeton im Seewasser gehabt haben. Die Marine hatte kurz vorher beim Bau der Trockendocks und der III. Hafeneinfahrt in Wilhelmshaven sehr trübe Erfahrungen insofern machen müssen, als sich der zu diesen Bauwerken verwendete Beton — es war ein Kalktraßbeton mit Portlandzementzusatz — als nicht seewasserbeständig gezeigt hatte. Der Beton der Docks war schon kurze Zeit nach ihrer Fertigstellung weich geworden, und die Docks mußten durch sehr kostspielige Umbauten gesichert werden. An den Schäden der III. Einfahrt, die nicht grundlegend umgebaut worden ist, kranken wir heute noch.

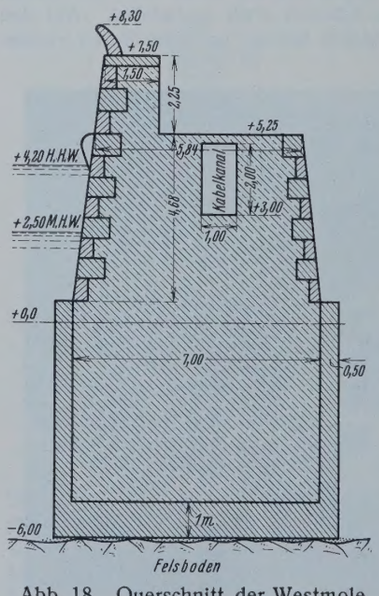


Abb. 18. Querschnitt der Westmole auf Senkkasten nach Ausführung.

Das Seewasser in Helgoland ist aber noch reicher an Salzen, die Beton zum Zerfall bringen können; deshalb wurde beschlossen, Senkkasten aus Eisen zu nehmen, sie auch mit Beton zu füllen, die äußeren Wände aber noch inwendig durch Klinker, 30 bis 50 cm stark, wasserdicht zu hintermauern, damit im Falle einer Zerstörung der Eisenhaut der innere Beton trotzdem gegen chemische Angriffe des Seewassers gesichert wäre.

Diese Sicherung scheint auf den ersten Blick etwas zu weit zu gehen nnd zu kostspielig zu

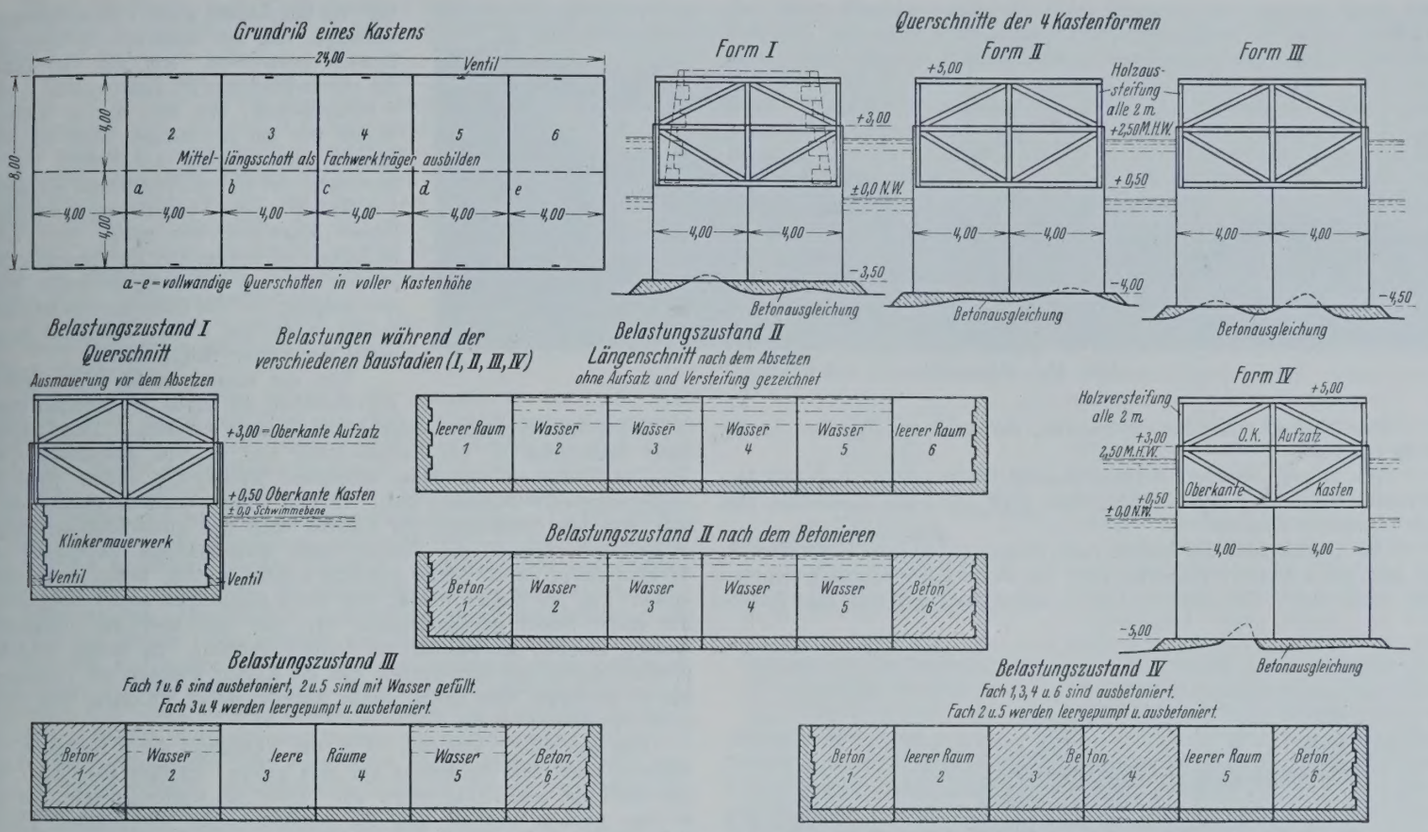


Abb. 19. Schematische Quer- und Längsschnitte durch einen Schwimmkasten.

sein. Wenn man aber Kostenvergleiche aufstellt, findet man, daß die Bauweise unter Berücksichtigung der durch sie erreichten Sicherheit nicht zu aufwendig war. Die Eisenkasten ersetzten das schwere, kostspielige Gerüst und die Schalung und machten uns praktisch unabhängig vom Wetter. Die Klinkerverblendung wurde vielleicht dreimal so teuer als der gewöhnliche Beton, gestattete uns aber, dafür eine verhältnismäßig magere Betonmischung zu nehmen, was bei Eisen allein nicht angängig gewesen wäre, da sich Eisen im Seewasser, wenn sein Anstrich nicht ordnungsmäßig unterhalten werden kann, nur beschränkt hält.

Einen Querschnitt der Westmole, wie er ausgeführt worden ist, zeigt Abb. 18. Zu dieser Abbildung ist zu bemerken, daß die obere, wellenabwehrende Bekrönung später eine Verstärkung durch Betonpfeiler erhalten hat, weil sie ohne diese zu schwach gegen die Angriffe der Wellen war. Der abgebildete Kasten war für eine Wassertiefe von 6 m bei NW passend. Die Kasten waren durchschnittlich 20 m lang, hatten quadratischen Querschnitt, waren je nach der Wassertiefe 6 bis 11 m hoch und durch 5 wasserdichte Querschotten in 6 Fächer geteilt. Die Außenwände waren durch senkrechte I- und wagerechte ⊏-Eisen so versteift, daß sie nicht nur den höchsten vorkommenden Wasserdruck, sondern auch noch eine Zusatzbeanspruchung durch Wellenstoß aushalten konnten und bei den verschiedenen vorkommenden Beanspruchungen als Längsträger wirkten. Außerdem diente noch ein Fachwerkträger, der in der Mitte des Kastens in seiner ganzen Länge eingebaut war, zur Längsversteifung. Die Höhe der Eisenhaut war so bemessen, daß ihre Oberkante nach dem Absetzen etwa 60 cm über NW heraussah. Noch 2,50 m höher gingen die senkrechten Pfosten aus Differdinger I-Eisen der Wände, an denen kalfaterte Bohlwände angebracht waren. Diese Bohlwände stellten eine Verlängerung der Blechwand nach oben dar und konnten abgenommen werden. Sie hatten den Zweck, das Vollaufen der Kasten bei Flut zu verhindern, also die Ausfüllung des Kastens mit Beton unabhängig vom Wasserstande zu machen. Außerdem hatte der Eisenkasten noch einen Aufbau aus Holzfachwerk, der oben eine Plattform aus Bohlen trug, und dessen Höhe so bemessen war, daß die Plattform nach dem Absetzen der Kasten mit der Oberkante der Molen gleich hoch lag. Man hatte dadurch den Vorteil, daß man die Schienenverbindung über die fertige Mole nach der Betonbereitungsanlage unmittelbar nach dem Absetzen der Kasten herstellen und die Betonierung sofort nach dem Leerpumpen aufnehmen konnte. Jedes einzelne Fach des Kastens konnte für sich mit Wasser gefüllt und nach Schließung der Ventile auch für sich ausgepumpt werden. Abb. 19 gibt einige schematische Quer- und Längsschnitte durch einen Schwimmkasten. Man ging in der Regel so vor, daß zunächst der ganze Kasten voll Wasser gelassen wurde, damit er sich fest aufsetzte. Dann wurden die beiden äußersten Fächer leergepumpt, und das gab den Zustand größter Gefahr bei etwa auftretendem schlechten Wetter. Das Betonieren dieser beiden leergepumpten Fächer wurde mit größter Beschleunigung ausgeführt, und die Betonierungsanlage war so eingerichtet, daß das in 10 Stunden geschehen sein konnte. Die hierzu erforderliche Betonmenge betrug bei den größten Kasten über 600 m³. Wenn die Endfächer betoniert waren, wurden die Mittelfächer leergepumpt und betoniert, und zuletzt die Zwischenfächer. Wenn das Wetter beim Absetzen ganz zuverlässig und das Wasser ganz ruhig war, wurden nur die vier mittelsten Fächer mit Wasser gefüllt, die Endfächer aber dicht gehalten, wodurch die Zeit für das Auspumpen des Wassers gespart wurde. Es dauerte aber immer ziemlich lange, bis die Kasten aufsaßen, und wenn das Wasser beim Absenken nicht ganz ruhig war, stießen die Kasten manchmal recht unangenehm. Deshalb versuchten wir gewöhnlich, sie durch Öffnen aller Ventile so schnell wie möglich zum Aufsitzen zu bringen. Zum Leerpumpen der Kasten wurden sogenannte Abteufpumpen benutzt, Kreiselpumpen mit stehender Welle, die mit dem Elektromotor unmittelbar verbunden waren und an Flaschenzügen hingen, so daß sie dem sinkenden Wasserspiegel folgen konnten. Sie förderten bis 100 m³/h.

Die ersten Kasten sind bei den Howaldtswerken in Kiel gebaut worden, die späteren wurden den Nordseewerken in Emden in Auftrag gegeben, die ein billigeres Angebot gemacht hatten. Die Kasten wurden auf der Werft einschließlich des Holzaufbaues und einer Bodenbetonierung von 1 m Stärke hergestellt und dann nach Helgoland geschleppt. Die Klinkerausmauerung wurde in Helgoland gemacht.

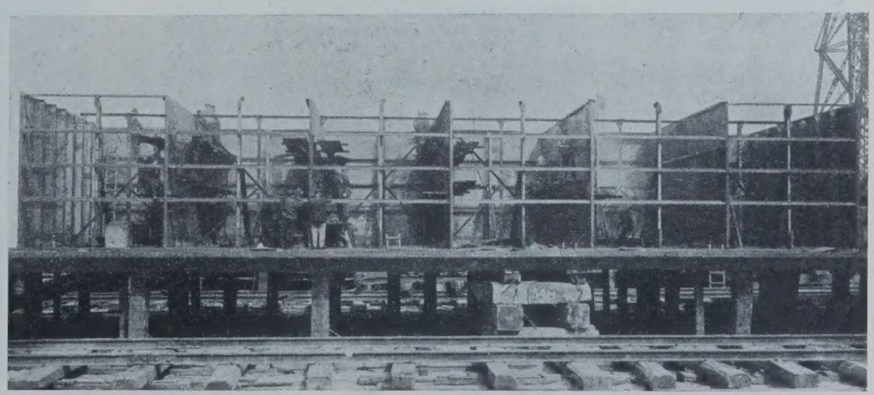


Abb. 20. Blick in einen Schwimmkasten.

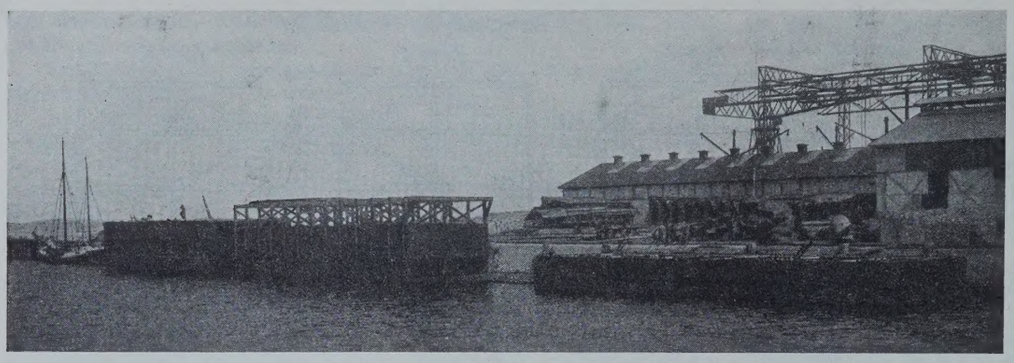


Abb. 21. Schwimmkasten auf Werft.

Abb. 20 zeigt einen Schwimmkasten, der noch an der einen Längsseite offen ist.

Abb. 21 zeigt mehrere Schwimmkasten auf der Werft liegend. Der mittelste ist fertig. Der rechtsliegende muß noch den Holzaufbau und die Holztafeln erhalten.

Das Abschleppen der Kasten nach Helgoland war ein Unternehmen, zu dem gutes Wetter erforderlich war. Die vierkantigen Kasten schleppten sich nicht leicht. Die größeren Kasten ragten auch erheblich über Wasser

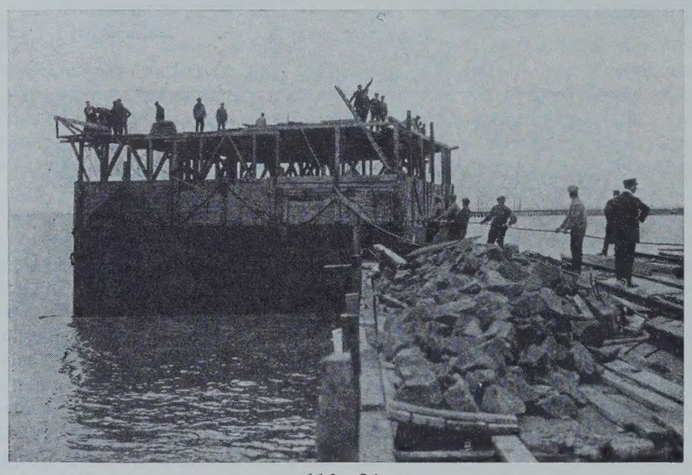


Abb. 24.
Senkkasten für den Ostmolenkopf unmittelbar vor dem Absetzen.

und boten dem Winde starke Angriffsflächen. Es ist deshalb auch vorgekommen, daß Kasten sich losgerissen haben und abgetrieben sind.

Abb. 22 zeigt einen der größeren Kasten unmittelbar vor der Abfahrt.

Das Absetzen war bei ruhigem Wetter nicht schwierig. Wir haben es allerdings stets erst dann unternommen, wenn alle Vorbereitungen dazu sorgfältig getroffen waren. Dazu gehörte das Ausbringen von fünf Ankern von je 6 t an der Absetzstelle, von denen je zwei seitlich vom Kasten lagen und einer in der Längsrichtung in der Achse der Mole lag. An den Ankern waren Festmachetonnen befestigt, die ein schnelles Belegen mit Trossen gestatteten. Auf den vier Ecken der oberen Plattform der Kasten stand je eine 5-t-Handwinde, und eine ebenso schwere Winde war auf der fertigen Mole fest verankert. Der Tiefgang der Kasten war so bemessen, daß sie bei Hochwasser höchstens 1 m Wasser an der Versenkungstelle fanden. Dieser Spielraum war nötig, weil beim Absenken unberechenbare Zwischenfälle mitspielen konnten, z. B. aufkommender Wind und Seegang, und das Unternehmen scheitern mußte, wenn das Wasser anfing zu fallen, bevor der Kasten richtig stand.

War der Kasten an der Versenkstelle angekommen, so wurde er zunächst durch vier nach den Seitenbojen angebrachte Trossen festgelegt. Dann wurden zwei Stahlleinen in der Längsrichtung des Kastens ausgebracht, die eine nach der auf der Mole stehenden Winde, die andere nach der entgegengesetzt liegenden Boje. Hierauf wurden schwere Manilatrossen von den vier Eckwinden des Kastens nach den entsprechenden Bojen ausgefahren, worauf der Kasten durch wechselseitige Betätigung der Winden genau an die Stelle gebracht werden konnte, wohin er kommen sollte. Lag der Kasten richtig, was durch Einfluchten seiner Längsachse, die durch Baken gekennzeichnet war, von der Mole aus festgestellt werden konnte, so wurden die Ventile geöffnet. Es mußte natürlich dauernd darauf geachtet werden, daß der Kasten während des Vollaufens, das in der Regel eine halbe Stunde dauerte, durch Strömung oder Wind nicht verschoben wurde.

Das eigentliche Absetzen, d. h. das Versenken durch Einlassen von Wasser, sollte bei Stauwasser vor sich gehen. Es kam aber doch vor, daß die Ebbe schon eingetreten war, bevor der Kasten aufsaß. Da war es von großem Vorteil, daß die entsprechenden Seitenanker schwer genug waren, um die Zugkräfte, die dann auf sie kamen, aufzunehmen.

Die Kasten wurden nicht dicht aneinandergesetzt, sondern hatten 1 m Zwischenraum, der nach dem Betonieren der Kasten und Verschalen der Lücke mittels Klappkasten voll betoniert wurde. Eine der beiden Querfugen wurde in mindestens 15 mm Stärke bis zur Oberkante Mole hochgeführt.

War der Kasten bis Oberkante Eisenhaut vollbetoniert, was in der Regel in zwei Tagen bewerkstelligt werden konnte, so wurde der obere Aufbau der Mole im Schutze des Kastens gleich fortgesetzt, wenigstens so weit, bis er über Hochwasser war. Das Versetzen der Granitsteine in dem durch Pfosten und Diagonalen beengten Raume war etwas unbequem, doch war der Vorteil der Unabhängigkeit von der Tide so groß, daß diese Unbequemlichkeit mit in den Kauf genommen werden konnte. Das bei der Betonierung überflüssig werdende Holzwerk wurde dem Baufortschritt entsprechend herausgenommen, und zuletzt blieben nur die Hauptpfosten stehen, die die Transportgleise trugen. Die Raumverhältnisse im Innern eines Kastens beim oberen Ausbau gibt Abb. 23 wieder. Wenn das innere Mauerwerk hoch genug war, wurden die Holzwände abgebrochen. Dann konnte auch die Verbindung des im Kasten hergestellten oberen Molenaufbaues mit der schon fertigen Mole bewerkstelligt werden.

Abb. 24 zeigt den letzten bei der Ostmole verwendeten Kasten unmittelbar vor dem Absetzen.

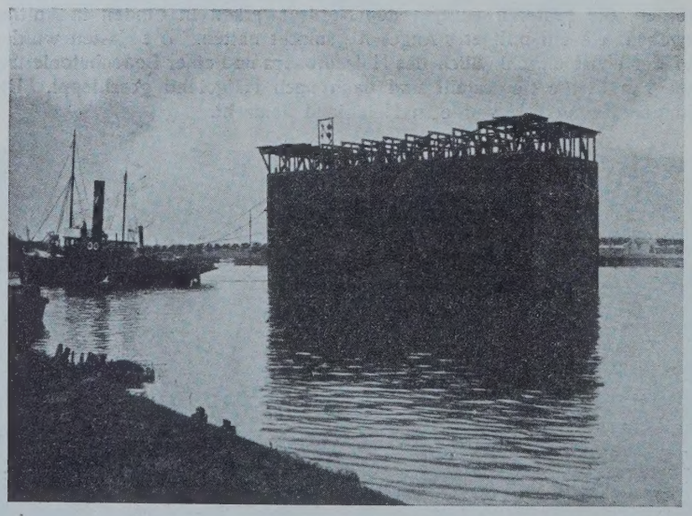


Abb. 22.
Schwimmkasten klar zum Abschleppen.

Abb. 23.
Herstellen des aufgehenden Mauerwerks im Inneren eines Kastens.

Damit die Kasten nicht schief aufsaßen, sondern nach dem Absetzen auch senkrecht standen, mußte natürlich ein ebener und wagerechter Untergrund vorhanden sein.

Diesen hatten wir in Helgoland nicht, sondern mußten wir erst schaffen. Wenn man bei Niedrigwasser einen Blick vom Oberlande auf den Felssockel wirft, auf dem Helgoland steht, so findet man, daß dieser Sockel eine sehr unregelmäßige Oberfläche hat. Er wird von Rinnen durchfurcht; hier treten Buckel hervor, und unmittelbar daneben liegen Vertiefungen. Genau so war der Grund, auf den die Kasten abgesetzt werden mußten. Längsprofile, die in Linie der Außenkanten der Molen und ihrer Längsachsen genommen worden waren, erschienen überhaupt nicht als zusammengehörig, und Höhenunterschiede von 3 m auf 20 m Länge waren nichts Ungewöhnliches.

Wir entschlossen uns zunächst, den Meeresboden nach allen Regeln der Kunst einzuebnen, und haben zu diesem Zwecke einen großen Taucherbetrieb aufgezogen.

Den Tauchern wurden zuerst in der Längsflucht der Innen- und Außenseiten der Molen eine Reihe von etwa 3 m voneinander abstehenden Festpunkten gegeben. Dazu dienten über dem Wasser von den Molen nach zwei Booten ausgespannte Drahtseile. Die Punkte wurden von den Drahtseilen aus durch Stangen auf den Grund übertragen. An diesen Punkten wurden von den Tauchern durch Preßluftwerkzeuge Löcher gebohrt, in denen 10 cm starke Rundeisen, senkrecht stehend, befestigt wurden, und um die Rundeisen wurden Schellen, zunächst leicht verschiebbar, gelegt, und zwar so, daß die das Rundeisen überragenden Schellen quer zur Mole standen. Die Schellen wurden nun durch Einnivellieren von oben alle auf gleiche Höhe gebracht und dann festgeschraubt.

Man war nun in der Lage, die in einer Längsflucht stehenden Rundeisen durch auf die überstehenden Schellenenden gelegte ⊏-Eisen zu verbinden, und erhielt dadurch sowohl in Flucht der Außenseite der Mole als auch in der der Innenseite zwei Gerade, die wagerecht und gleich hoch waren, also miteinander eine wagerechte Ebene bildeten. Quer über diese ⊏-Eisen gelegte, verschiebliche I-Träger dienten als Richtscheit, nach dem die Taucher arbeiteten.

Sie meißelten die Kuppen durch Preßluftwerkzeuge ab, wobei alles lose Material nach oben befördert wurde, und füllten die größeren Löcher durch Beton in Säcken aus. Das Ganze wurde durch Beton abgeglichen, der schließlich in Klappkübeln heruntergebracht und mittels des Richtscheites aus I-Eisen eingeebnet wurde.

Die Arbeiten wurden durch das in Helgoland fast immer sehr klare Wasser begünstigt und sind, wie es sich beim Absetzen der Kasten zeigte, einwandfrei geworden.

Leider wurden die Taucherarbeiten immer schwieriger durch die vor Kopf der Mole immer stärker werdende Strömung. Diese hat um Helgoland im großen und ganzen die Richtung Nordwest—Südost. Im Süden von Helgoland läuft sie allerdings etwas mehr in westöstlicher Richtung. Die nach Süden laufende Westmole verkürzte nun die Stromfläche, wirkte also stauend und stromverstärkend. Die Zeit, in der die Taucher arbeiten konnten, wurde mit dem Fortschreiten der Molen immer kürzer und mußte sich zuletzt auf die Zeit um Stauwasser herum, also eine Stunde vor bis eine Stunde nach Hoch- oder Niedrigwasser, beschränken. In dieser kurzen Zeit war natürlich keine Leistung zu erzielen, und wir mußten uns deshalb zu einer Änderung des Verfahrens entschließen. Hierbei kamen uns die Feststellungen und Versuche zu Hilfe, die wir inzwischen zur Beseitigung der zu hoch liegenden Felsmassen im Hafen angestellt hatten.

Wir waren zu dem Ergebnis gekommen, daß die Felsbeseitigung mit starken Eimerbaggern unter Zuhilfenahme von besonders konstruierten Baggereimern möglich war, und beschlossen deshalb, die inzwischen beschafften Felsbagger zum Abgleichen der zu hoch liegenden Felskuppen des Untergrundes im Zuge der Molen zu benutzen. Nach der Baggerung sollte noch ein besonderes Planum durch Steinschüttung hergestellt werden.

Daß das Einebnen durch Bagger nicht so gut ist wie die Taucherarbeit, liegt auf der Hand. Bei letzterer kann die höher liegende Ebene des einen Kastens gegen die tiefer liegende des anderen durch eine praktisch senkrechte Stufe abgegrenzt werden, denn die Säcke mit Beton lassen sich senkrecht stapeln. Beim Baggern geht das nicht. Zwischen der einen und der anderen Ebene liegt eine Schräge, auf die der Kasten unter Umständen herunterrutscht oder über der er hohl steht. Der Bagger schiebt auch „Baggergut“ in die tiefer liegenden Rinnen und Löcher, und da er in dem felsigen Boden keinen ebenen Schnitt macht, weil er die härteren Kuppen weniger angreift, und diese Kuppen sich nicht zusammendrücken lassen wie die Steinschüttung und das Felsbaggergut, war die Möglichkeit einer ungleichmäßigen Verteilung des Druckes der Kasten auf den Untergrund gegeben. Dadurch entstand die Gefahr, daß die Steinschüttung an Stellen, wo sie weniger belastet war, vom Seegange unter den Kasten herausgeschlagen würde. Wir haben geglaubt, dieser Gefahr dadurch begegnen zu können, daß wir zum Schutze des Untergrundes eine Steinschüttung von Granitblöcken und anderem schweren Gestein bis zu 2 t Gewicht außen vor die Kasten warfen, mußten aber erfahren, daß das nicht genügte.

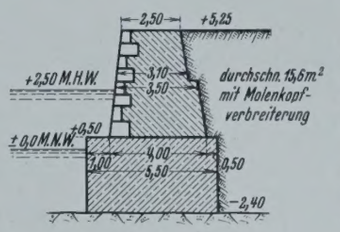


Abb. 25.
Querschnitt des hinterfüllten Teils der Ostmole.

Wir begrüßten es damals, daß das Abgleichen durch den Bagger wesentlich schneller ging als das Einebnen durch Taucher und der Molenbau nun erheblich größere Fortschritte machte.

Durch Anwendung der Senkkasten waren wir nicht nur unabhängiger von Ebbe und Flut geworden, sondern auch unabhängiger vom Wetter. Es kam wohl vor, daß besonders hoch auflaufende Fluten, die ja immer mit stärkerem Seegange verbunden sind, einen Kasten, wenn er sich noch im Anfange des Füllens mit Beton befand, anlüfteten, so daß wir schleunigst Belastungsmaterial heranbrachten, um ihn zu sichern; auch sind die oberen Holzaufbauten einiger Kasten durch Sturmfluten beschädigt, einmal auch ganz zerstört und fortgetrieben worden, im großen und ganzen waren aber Zwischenfälle und größere Beschädigungen durch Sturmfluten beim Betonieren der Kasten nicht zu verzeichnen.

Das schnelle Fortschreiten der Westmole war für den ganzen Hafenbau von großem Nutzen, da die Westrichtung die Hauptsturmrichtung ist und die Westmole die übrigen Hafenbauten vor Stürmen schützte. Das bedeutendste der im Schutze der Westmole errichteten Bauwerke war die Ostmole. Auch bei ihr sind drei verschiedene Bauarten zur Anwendung gekommen. Sie schlossen sich aber mit einer Ausnahme denen der Westmole an. Da der Anfang der Ostmole nicht am Felsen liegt, sondern etwa 200 m vom Unterland entfernt lag und die Wassertiefen hier schon über 2 m bei NW betrugen, kam für die Ostmole nur Trichterbetonierung in Frage.

Die ersten 200 m der Ostmole dienten gleichzeitig zur Begrenzung des Hafengeländes, waren mit Sand hinterfüllt und hatten deshalb einen schwachen Querschnitt (Abb. 25). Der Querschnitt war schwächer als der der Westmole, weil die Ostmole keinen so starken Wellenangriff auszuhalten hatte. Demgemäß konnte auch das Gerüst für die Trichterbetonierung leichter gehalten werden. Wir kamen mit I 20 aus, die vor Kopf mit Handrammen geschlagen wurden. Man erkennt die vier Rammen auf Abb. 26.

Wir hätten das Verfahren der Gründung durch Trichter auch über Punkt 500 hinaus beibehalten, denn es hatte sich durchaus bewährt und ging bei der gut geschützten Ostmole auch schnell genug, wenn nicht besondere Gründe eine Änderung der Bauweise nötig gemacht hätten (vergl. Lageplan Abb. 2). Wir hatten nach Fertigstellung der Ostmole bis Punkt 500 die das Hafengelände nach dem Innenhafen begrenzenden Ufer durch Absetzen von Steinkasten behelfsmäßig ausgebaut und den Innenhafen durch Vorsetzen zweier auf dem Plane mit „Wellenbrecher“ bezeichneten Steinkastendämme zu einem gut geschützten, auch zum Löschen größerer Kiesdampfer geeigneten Hafen gemacht, was dem Staatssekretär

Abb. 26. Trichtergerüst für die Ostmole.

des Reichs-Marine-Amtes Veranlassung gab, diesen Innenhafen auch schon für U-Boote nutzbar zu machen. Der erste Versuch der Belegung des Hafens mit diesen Booten zeigte, daß er so, wie er damals war, für die empfindlichen Boote nicht brauchbar war. Ein kräftiger Südost brachte in kurzer Zeit einen ziemlich starken Seegang auf, und dieser lief durch die 50 m weite Öffnung zwischen den Wellenbrechern derart stark in den Innenhafen ein, daß die U-Boote hier nicht mehr liegen konnten und ihr Heil in der Flucht suchen mußten. Um dem Innenhafen einen besseren Schutz auch gegen Südoststurm zu geben, wurde deshalb beschlossen, das letzte Stück der Ostmole (Punkt 800 bis 1035), das die Einfahrt zum Innenhafen gegen Südost deckte, schon

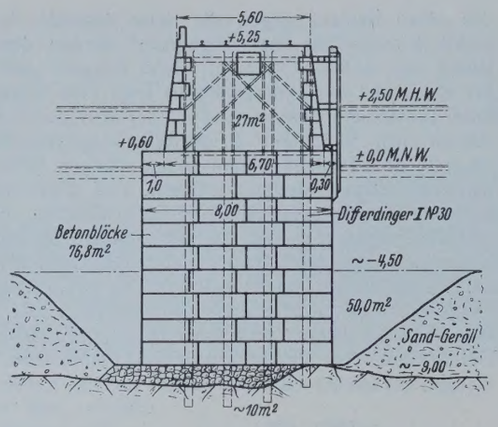


Abb. 27. Querschnitt der Ostmole zwischen Punkt 500 und 800.

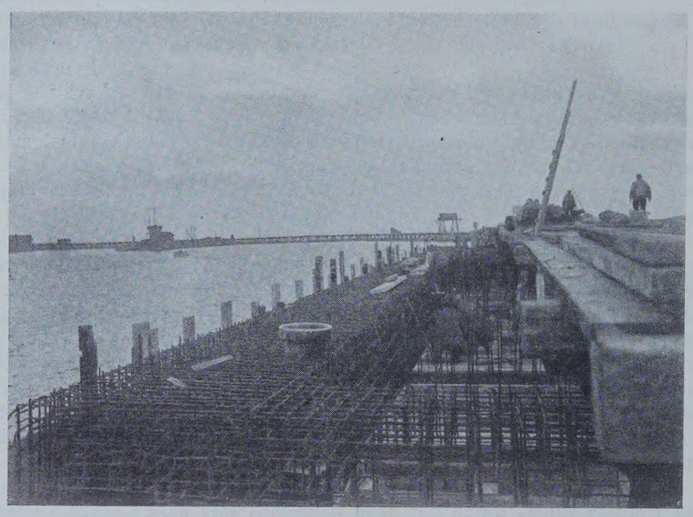


Abb. 28. Ostmole vom Molenkopfe aus. Im Hintergrunde das Gerüst von Punkt 500 bis 800.

vorweg zu bauen, und zwar in der bei der Westmole erprobten Art des Senkkastenbaues. Um die Baustoffzufuhr hierher zu ermöglichen, wurde von Punkt 500 bis 800 im Zuge der Mole ein Gerüst aus Differdinger Trägern I 30 geschlagen. Dieses Gerüst ist später nach Beseitigung der Diagonalen durch Betonblöcke von etwa 10 t Gewicht, die im Verband gelegt worden sind und solche Form hatten, daß sie die Blöcke umfaßten, zugesetzt worden. Einen Querschnitt dieser Molenstrecke zeigt Abb. 27, eine Ansicht des Gerüstes, allerdings aus größerer Entfernung, Abb. 28.

Die für das letzte Stück der Ostmole verwendeten Kasten waren die größten der für den Hafen überhaupt erbauten. Der Untergrund bestand teils aus Gerölle, teils aus verwittertem Gips. Das lose Material wurde über 1 m tief durch Bagger beseitigt. Sackungen dieser Kasten sind später nicht festzustellen gewesen, auch sonstige Bauzufälle, Zerstörungen nennenswerter Art durch Sturmfluten, sind beim Bau der Ostmole ausgeblieben.

Mit dem Fortschreiten der Molen hielten die Arbeiten zur Aufhöhung des Hafengeländes gleichen Schritt. Es ist schon erwähnt, daß zur Begrenzung des aufzuspülenden Geländes nach dem Hafen zu Steinkasten verwendet worden sind, die sich auch sehr gut zur Ausführung von Anlegestellen für Schiffe eigneten. Eine Ansicht eines solchen Steinkastens gibt Abb. 29. Diese Kasten waren oben 5 und unten 6 m breit, 5 m hoch und etwa 20 m lang. Sie waren aus Rund- und Kantholz gezimmert, hatten sowohl in der unteren wie in der oberen Ebene einen starken Diagonalverband, Verstrebung im Inneren und in den Seitenwänden und eine Reihe von starken Rundeisenankern, die sowohl die oberen Querholme mit den unteren, als auch die oberen Längsrähme und die unteren Schwellen — diese waren Doppelhölzer — zusammenhielten. Die Kasten hatten keinen Boden, sondern statt dessen ein lose gespanntes, starkes, verzinktes Drahtnetz. Ebenso waren die Stirnseiten mit Drahtnetz abgeschlossen. Die Seitenwände waren innen mit Bohlen benagelt, die 10 cm Abstand voneinander hatten.

Der Kasten, den die Abbildung darstellt, ist der Unterbau für ein Stück der Wellenbrecher, die zum Abschluß des Innenhafens gedient haben. Man sieht auf der Abbildung über dem vorderen, oberen Querholm die Federbolzen, die zum Festhalten des auf diesen Unterbau aufzuständernden Aufbaues dienen sollen. Die Kasten schwammen, soweit sie aus Kiefernholz waren, oder wurden durch Prahme in Schwimmlage gehalten, wenn sie aus nicht schwimmendem Hartholze waren. Sie wurden an Ort und Stelle geflößt, dort in richtiger Lage festgelegt und durch Einwerfen von Bruchsteinen versenkt. War das geschehen, so konnte der Oberbau im Tidebetriebe aufgebracht werden, da Oberkante Unterbau nach dem Absetzen etwa 1 m bei Niedrigwasser aus dem Wasser kam. Der Oberbau war genau wie der Unterbau konstruiert, hatte eine mit breiten Zwischenräumen innen an die Pfosten genagelte Bohlwand an den Längsseiten, war mit dem Unterbau durch starke Anker verbunden und hatte oben Bohlenabdeckung. Er war auch mit Bruchsteinen gefüllt. Diese Steinkasten, die mit Aufbau 9 m hoch waren, hatten manche Vorteile. Sie paßten sich dem Untergrunde an, da sie nachgiebig waren; sie waren elastisch und erforderten deshalb nur einfache Reibehölzer, um sie zum Anlegen brauchbar zu machen, und selbst schwere Wellen liefen sich in ihnen tot, ohne zu branden. Dabei waren die Kasten doch so undurchlässig, daß sich der Seegang wohl in ihnen fing, aber nicht bis auf die andere Seite durchlief. Die aus derartigen Kasten gebildeten Anlegestellen wurden später mit Vorliebe von den Schiffen als Anlegestellen aufgesucht, weil man gut an ihnen lag. In der Unterhaltung waren sie wesentlich billiger als die später errichteten Anlegebrücken aus Eisenkonstruktion.

Abb. 30 zeigt den südlichen Wellenbrecher des Innenhafens mit Drahtseilbahn und Auslegekran. Die Anlage hat jahrelang zum Kieslöschen gedient und wurde nach Fertigstellung des Hafens zum Entladen von Kohlen nutzbar gemacht.

In weitem Maße haben wir, wie schon erwähnt, die Steinkasten zur Bildung der Ufer im inneren Hafen verwendet. Zu diesem Zwecke wurden sie an der hinteren Längswand mit einer dicht schließenden, gespundeten Bohlwand versehen und dann so dicht wie möglich mit den Stirnseiten aneinanderstoßend, durch Einwerfen von Steinen versenkt. Diese Kasten waren ohne Aufbau. Ihre Oberkante reichte durchschnittlich bis zum MW.

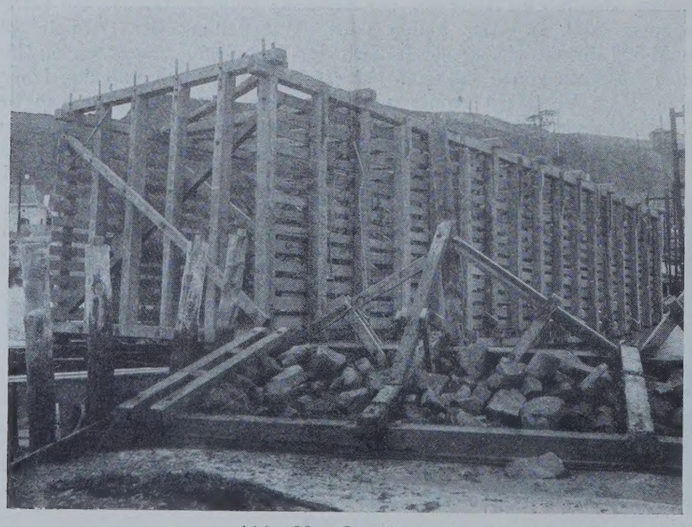


Abb. 29. Steinkasten.

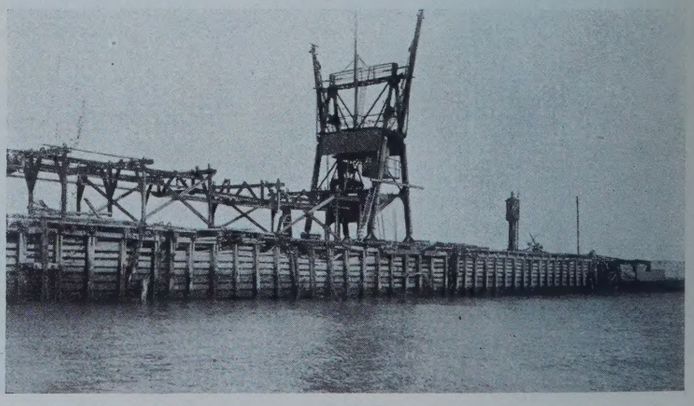


Abb. 30. Steinkastendamm (Wellenbrecher) als Löschstelle.

Die zwischen den einzelnen Kasten bleibenden Lücken wurden auf der Hinterseite mit gespundeten Bohlen durch Taucher sanddicht gemacht, vorn mit in Zwischenräumen versetzten Bohlen geschlossen. Der Raum zwischen den Bohlwänden wurde ebenfalls mit Steinen gefüllt. Die Geländeaufhöhung, die nach Westen und Nordosten ihre Begrenzung an den Molen fand, konnte nach Absetzen der Kasten auch nach Süden bis an diese vorgetrieben werden. Es war ursprünglich beabsichtigt, die Kasten nach der Wasserseite unverändert zu lassen und das Ufer von Oberkante Kasten bis Oberkante Gelände durch eine treppenförmige Böschung aus Beton zu bilden (Abb. 31). Der während des Baues größer gewordene Bedarf an senkrechten Ufern und Hafengelände — das ganze Ufer nach dem Großen Hafen sollte für Flugzwecke nutzbar gemacht werden — veranlaßte uns aber, vor die Kasten eine Betonwand zu setzen, die zwischen 1,5 und 2 m stark war und bis Oberkante Gelände ging. Sie wurde bis NW durch Trichterschüttung hergestellt, nachdem eine vordere Schalung aus I 20, die in 2 m Abstand voneinander gerammt und zwischen die Eisenbetonplatten eingebracht waren, hergestellt war. Auf der Innenseite wurde keine besondere Schalung mehr für erforderlich gehalten. Die vor die Steinkasten gesetzten Betonwände wurden durchweg durch Eisenbetonbalken mit einer hinter den Kasten längslaufenden Eisenbetonschwelle verankert (Abb. 32). An Stellen, wo keine Schiffstöße zu erwarten waren, war die Betonschürze nur 1 m stark und der über NW stehende Teil als Eisenbetonbohlwerk von 20 cm Stärke ausgebildet, das nach hinten durch Rundeisen verankert war.

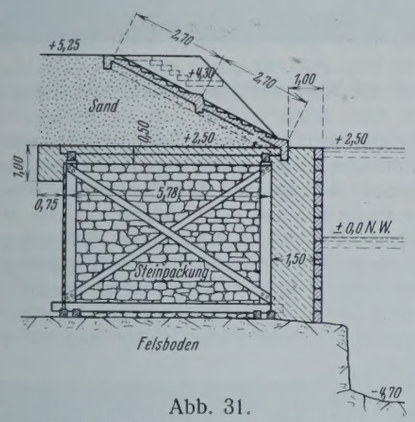


Abb. 31.
Uferbefestigung mittels Steinkasten.

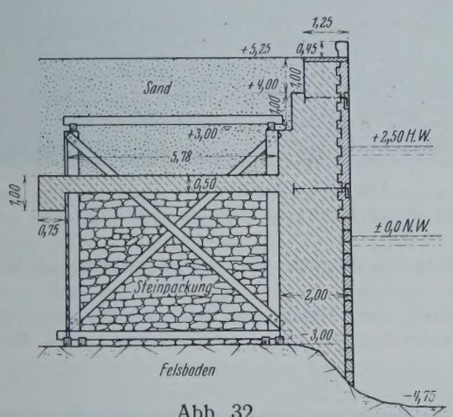


Abb. 32.
Uferbefestigung mittels Steinkasten.

Abb. 33 gibt den nordöstlichen Teil des Hafens im dritten Baujahre wieder. Im Vordergrunde sieht man drei Steinkasten, links die Ostmole im Bau, etwa bis Punkt 300 reichend, weiter rechts die auf Steinkasten stehenden Auslegerkrane, die in Verbindung mit einer zum Hafengelände führenden Drahtseilbahn standen. Abb. 34 ergänzt das vorige Bild nach Südwesten. Die Westmole ist etwa bis Punkt 500 fertig. Die Drahtseilbahn ist schon einmal in Richtung der Westmole verlängert worden.

Auf Abb. 35 sieht man den Hafen im Sommer 1912. Der Innenhafen ist durch Wellenbrecher geschlossen. Die Entladekrane sind auf den südlichen Wellenbrecher versetzt. Die Westmole ist etwa bis Punkt 700 fertig. Die vor ihrem Ende nach links laufende dünne Linie ist der Steinkastendamm, der zur Bildung des Ufers nach dem Außenhafen zu diente.

Wir hatten, um genaue Maße über die Höhen der Wellen zu bekommen, schon früher auf dem Oberlande feste Standpunkte für zwei Phototheodolite auf einer Grundlinie von 200 m Länge errichtet und

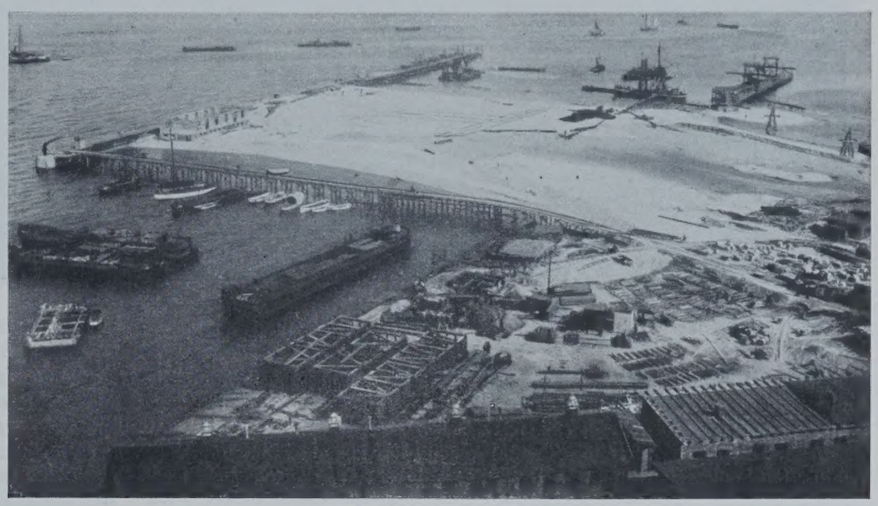


Abb. 33. Nordöstlicher Teil des Hafens im 3. Baujahre.

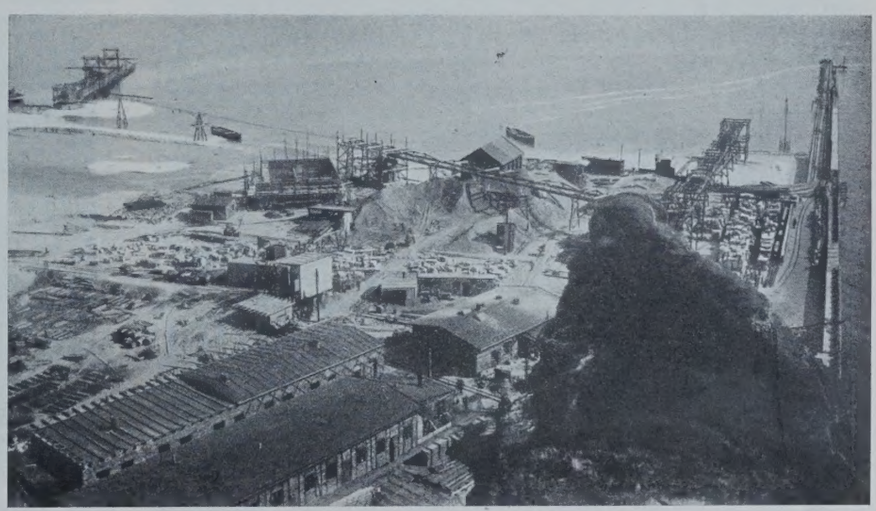


Abb. 34. Westlicher Teil des Hafens im 3. Baujahre.

Abb. 35. Hafen im 4. Baujahre.

Wellenaufnahmen bei den verschiedensten Windrichtungen und -stärken gemacht. Der Verschluß beider Apparate wurde genau gleichzeitig elektrisch gelöst, und die beiden Momentaufnahmen ergaben zusammen ein stereoskopisches Bild, das mit dem Zeißschen Stereokomparator zu einer Höhenschichtenkarte der Meeresoberfläche ausgewertet werden konnte. Wir haben hierbei gefunden, daß die Wellen, bevor sie brandeten, bis zu 5 m hoch werden konnten. Die Brandungswellen sind natürlich höher, und die an den Molen hochgehenden Wellen erhoben sich auf 15 m über

Abb. 36. Blick vom Hafen aus
nach einer bei Punkt 800 über die Westmole gegangenen Welle.

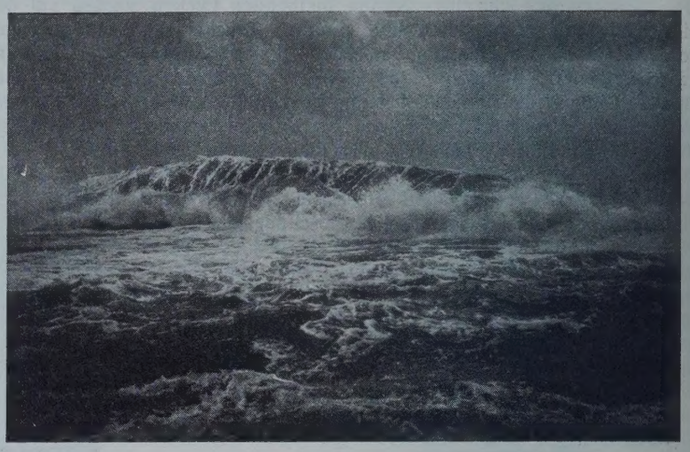


Abb. 37.
Über einem Senkkasten der Westmole brandende Welle (Punkt 920).

dem Wasserspiegel. Eine solche Welle nach dem Überschlagen über die Mole vom Hafen aus gesehen zeigt Abb. 36. Die Mole war an dieser Stelle schon bis zur Höhe + 7,50 fertig.

Abb. 37 zeigt eine Welle, die über einen glücklicherweise bereits voll betonierten Senkkasten brandet. Die Oberkante des Senkkastens hebt sich

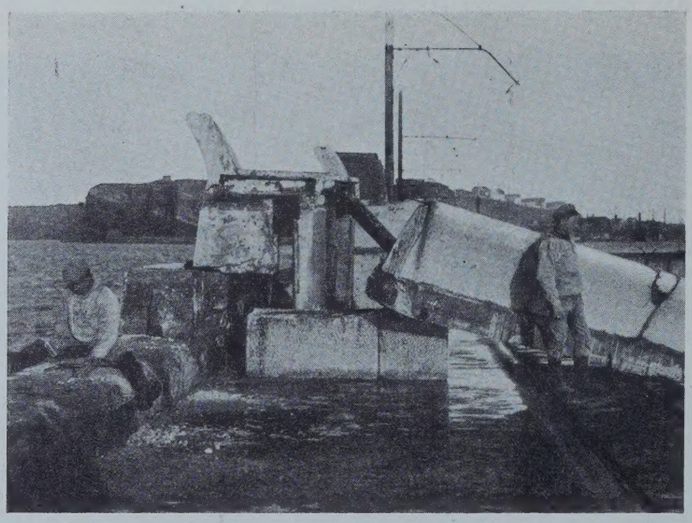


Abb. 38.
Durch Wellen abgeschlagene Brüstungsmauer der Westmole (Punkt 800).

unter dem Weiß der brandenden Welle als Wagerechte ab. Bei solchen Wellen ging der ganze Holzaufsatz auf dem Kasten und alles, was noch aus Holz als Beförderungsgerüst stand, restlos in die Brüche. Teilweise hatte auch die Mole Schaden gelitten. Die Brüstungsmauer war auf 100 m bis auf die unterste Schicht weggeschlagen. Abb. 38 zeigt das Ende dieser Strecke.

Die Beschädigungen, die man auf diesen Bildern sieht, waren aber noch unbedeutend gegen die, die bei den Wintersturmfluten des Jahres 1913 entstanden sind. Es handelt sich bei den Schäden dieses Winters nur um die Strecke zwischen Punkt 900 und 1200; das ist der Teil der Westmole, der aus dem südlichen Verlaufe in die östliche Richtung umbiegt. Der Untergrund war hier besonders unregelmäßig, und Baggerungen und Steinschüttung wechselten stark. Die erste Sturmflut trat nachts auf. Sie hatte schon eine Reihe von Zerstörungen zur Folge gehabt, die dadurch, daß sich mehrere außergewöhnlich hohe Fluten folgten, und eine sofortige

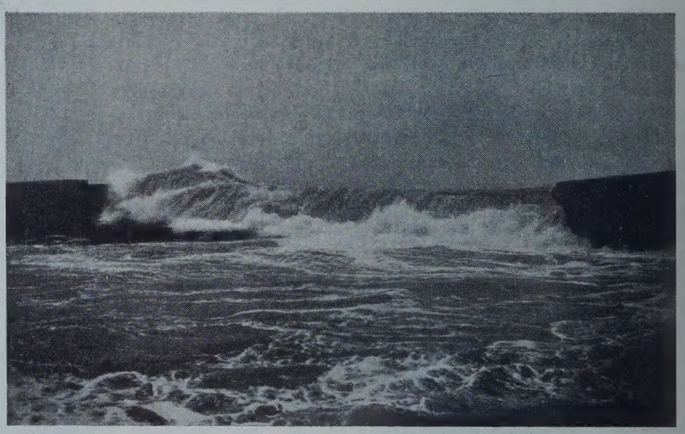


Abb. 39. Westmole
zwischen Punkt 1000 und 1040 bei Sturmflut.

Ausbesserung deshalb nicht möglich war, einen größeren Umfang angenommen haben.

Abb. 39 u. 40 sind vom Hafen aus nach Süden und Südosten gegen die Mole zu aufgenommen und lassen erkennen, daß die Mole beschädigt ist.

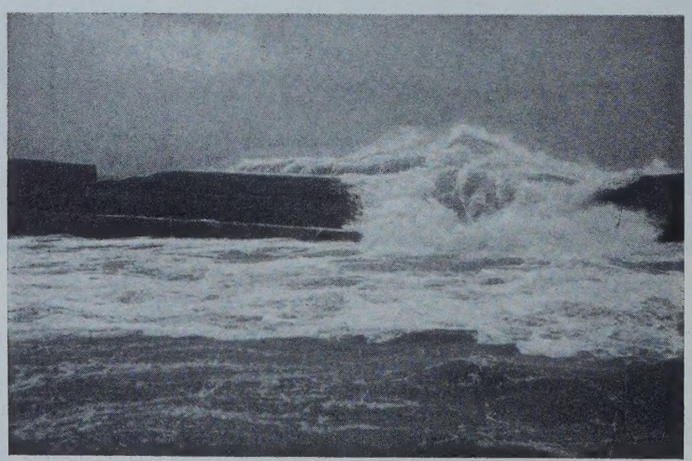


Abb. 40. Westmole
bei Punkt 1000 bis 1020 durch Sturmflut beschädigt.

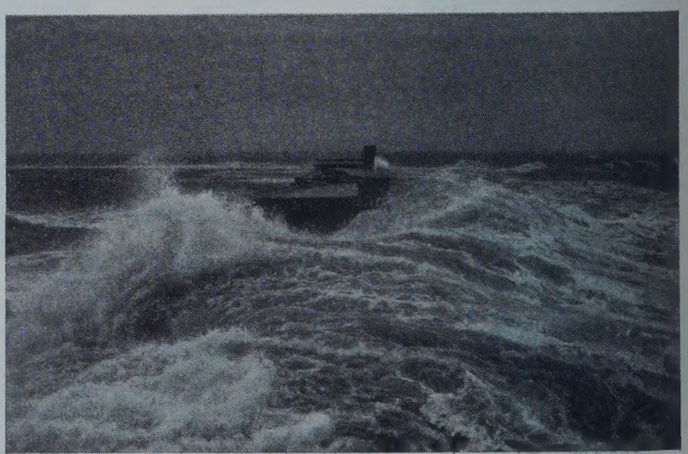


Abb. 41.
Blick von Punkt 950 der Westmole nach Osten.

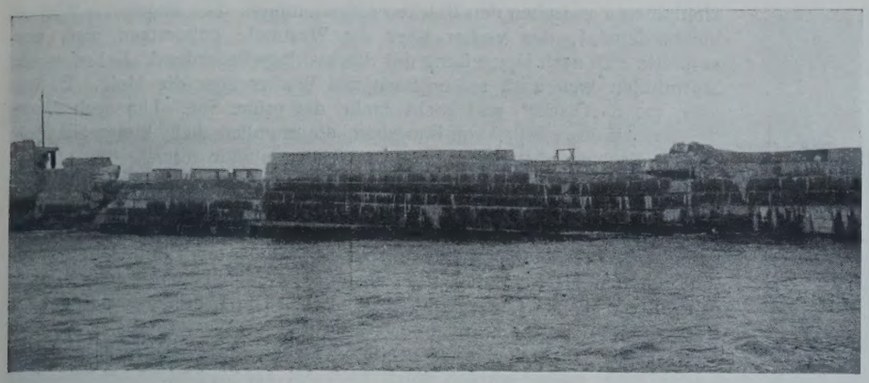


Abb. 43. Einseitig gesacktes Stück der Westmole.

Abb. 41 gibt eine Aufnahme von dem Hohlgange aus, den die Brüstungsmauer an dieser Stelle (900 bis 950) hatte, wieder. Die Blickrichtung geht in Längsrichtung der Mole nach Osten.

Die Schäden an den Molen waren noch erheblich größer, als die Abbildungen zeigen, und wurden in ihrem vollen Umfange erst erkannt, als wieder normale Wetterverhältnisse eingetreten waren. Wir fanden dann auch die Erklärung für die Schäden.

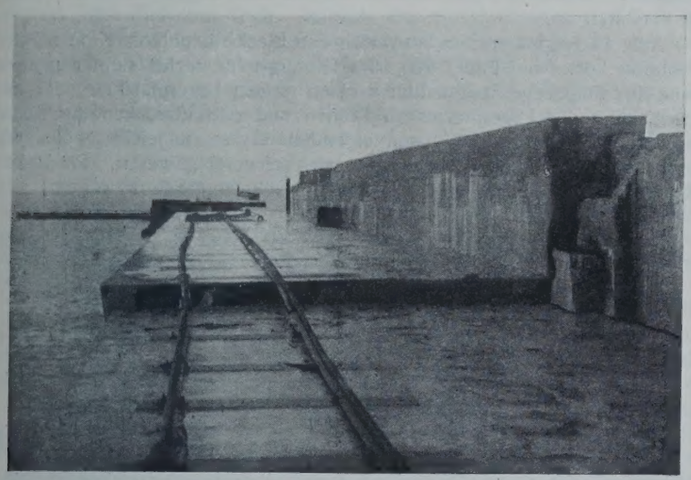


Abb. 42. Senkungen der Westmole nach schweren Sturmfluten.

Auf Abb. 42, das ein Stück einer Molenstrecke bei ruhigem Wetter wiedergibt, sieht man erhebliche Sackungen der einzelnen Molenabschnitte. Abb. 43 ist von außen aufgenommen. Die Sackung ist deutlich zu erkennen, und zwar ist das rechte Ende der gesackten Strecke tiefer heruntergegangen als das linke, denn die Fugen laufen nicht mehr wagerecht, sondern fallen nach rechts. Der Oberbau, der dadurch in eine mehr diagonale Lage geriet, hat sich dabei aufgehängt; die einzelnen Schichten haben sich voneinander im senkrechten Sinne gelöst, und die See konnte in die klaffenden Fugen greifen und die Schichten nacheinander abheben. Wir fanden nach der ersten Feststellung nicht mehr die Zeit, die Fugen zu dichten, weil der Sturm nach kurzer Pause wieder einsetzte. Es wurde schon erwähnt, daß wir durch das Bauen im Tidebetrieb gezwungen waren, in wagerechten, treppenförmig ansteigenden Absätzen zu arbeiten. Die Schichten sind alle gründlich durch Preßluftstampfer abgestampft worden, wir haben sie aber jedesmal vor Aufbringen einer neuen Schicht durch Preßluftwerkzeuge aufgerauht und zunächst eine fette Mörtelschicht aufgebracht, damit der neue Beton auf dem alten gut haftete. Die Erfahrungen, die wir hier bei der Mole in dieser Beziehung machen mußten, haben aber gezeigt, daß diese Maßnahmen ungenügend waren, und wir haben deshalb sowohl beim Wiederaufbau der zerstörten Strecke wie beim Weiterbau der Mole viele Eisenstücke, Schienen, Winkel, I-Eisen u. dergl. in den frischen Beton gesteckt und so eingestampft, daß sie noch etwa 30 cm in die nächste Schicht hineinkamen. Die Haftfestigkeit der aufeinanderfolgenden Schichten wird dadurch ja wesentlich vergrößert. Aus den doch erheblichen Sackungen ging weiter hervor, daß das Verfahren der Abgleichung des Untergrundes nicht zuverlässig war. Die Steinschüttungen, mit denen die tieferen Stellen ausgefüllt waren, haben offenbar nicht genügend Druck von den über ihnen lastenden Molen gehabt, denn sie sind von den Wellen unter den Kasten herausgeholt worden. Dabei bleibt die Frage offen, ob es der Druck der an den Molen hochsteigenden Wassermassen war oder der Sog eines vorbeilaufenden tiefen Wellentales. Daß auch solche Saugwirkungen eingetreten sein müssen, wurde daran festgestellt, daß eine Abdeckplatte aus Granit von 900 kg Gewicht, die von der Mole losgeschlagen und in das Hafeninnere gestürzt war, zur Hälfte unter einem unterwaschenen Molenkasten steckte. Der Untergrund lag bei der beschädigten Strecke auf etwa — 8, das Hochwasser war auf + 4,20 gekommen, stand also rd. 12 m über dem Grunde. Man muß also bei solchen Bauwerken mit einer tieferen Wirkung der Wellen als 10 m rechnen. Unsere U-Boot-Fahrer haben die Wirkung schwerer Wellen auf ihr auf dem Grunde liegendes Boot noch in 20 m Tiefe empfunden.

Es seien hier noch einige Abbildungen der Westmole nach den Sturmfluten vom November 1913 eingefügt. Abb. 44 ist von Osten nach Westen über die zerstörte Strecke hinweg aufgenommen. Auf Abb. 45 sieht man das Ende der Mole, soweit sie damals fertig war. An dieser Strecke lag eine Kurve nach Norden, und der letzte schon nach Nordosten laufende Kasten war bei Eintritt der Sturmfluten bereits voll betoniert. Das vorletzte Molenstück war bis auf die Brüstungsmauer betoniert. Es hatte einen Inhalt von 1670 m^3, wog also über 3500 t. Dieser ganze Block ist, wie Abb. 46 zeigt, nach innen geschoben worden und bei dieser Verschiebung erst dadurch zum Stehen gekommen, daß er sich zwischen die beiden anderen Kasten diagonal gestellt und dadurch verkeilt hat. Abb. 47 gibt die Verschiebung von der fertigen Mole aus gesehen wieder. Uns war es natürlich mit unseren schwachen Kräften unmöglich, den verschobenen Klotz zurückzubringen. Wir machten aus der Not eine Tugend, indem wir an der in den Hafen vorstehenden Stirnwand eine massive Anlegetreppe erbauten. Für das draußen in der Flucht fehlende Dreieck wurde ein besonderer Senkkasten erbaut, nach dessen Absetzung und Betonierung der Oberbau der Mole in alter Flucht weitergeführt werden konnte.

Abb. 44. Blick auf beschädigte Westmole von Osten nach Westen (Punkt 980 bis 950).

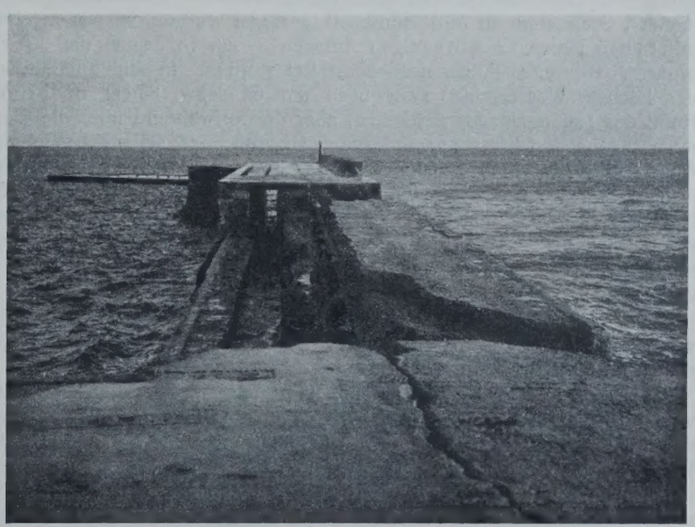


Abb. 45.
Blick auf beschädigte Westmole von Westen nach Osten.

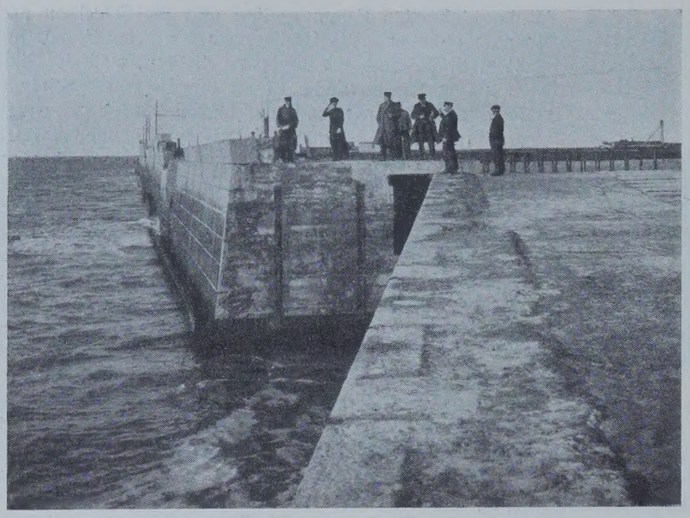


Abb. 46.
Westmole mit durch Sturmflut in den Hafen geschlagenen Molenteil.

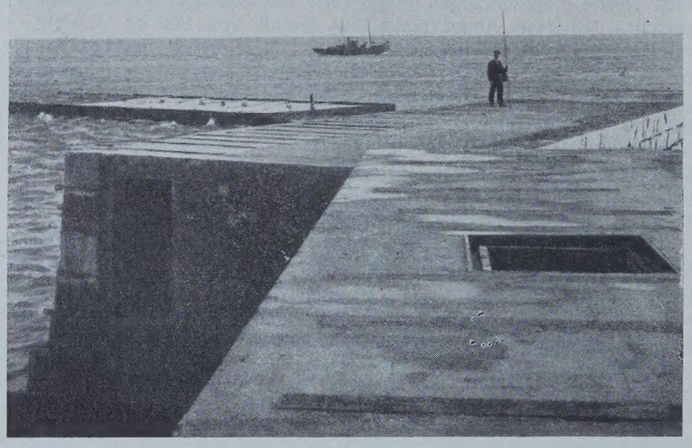


Abb. 47. Verschobener Teil der Westmole. Blick nach Osten.

Schäden, wie die eben geschilderten, sind später weder beim Weiterbau der Westmole noch bei den bereits fertigen Strecken der Mole eingetreten. Wohl aber mußten wir die Erfahrung machen, daß bei schweren Sturmfluten ganz ungeheure Wassermassen über die Mole kamen, wodurch öfter ein Verlegen der Schiffsverbände an besser geschützte Stellen notwendig wurde. Der Bedarf an Liegeplätzen war durch den inzwischen ausgebrochenen Krieg aber immer größer geworden, und der Hafen lag manchmal so voll, daß eine derartige Verlegung unmöglich wurde. Dazu kam, daß auch das Hafengelände durch die über die Westmole kommenden Seen stark in Mitleidenschaft gezogen wurde. Es war zweimal mit seinen vielen kriegswichtigen Anlagen — am 13. Januar und 17. Februar 1916 — etwa 60 cm hoch überflutet worden. In beiden Fällen war der höchste Wasserstand zwar noch um 65 bezw. 85 cm unter der Höhe des Hafengeländes geblieben, aber die fortwährend über die Westmole brechenden Wassermassen waren so groß, daß sie nicht genügend Abfluß über die Ufer, an denen inzwischen eine Reihe von Gebäuden errichtet worden waren, finden konnten und sich infolgedessen auf dem Hafengelände anstauten. Das Wasser suchte sich einen Ausweg zwischen den Lücken der Gebäude hindurch und floß stundenlang etwa in 20 cm Höhe über das Ufer des Großen Hafens, die Ufer des Binnenhafens und die Ostmole und das Ufer um den Scheibenhafen ab.

Um das Überbrechen der Seen über die Westmole zu vermindern, wurde vor die dem stärksten Anpralle der Wellen ausgesetzten Strecken der Mole eine Blockvorlage geworfen.

Die Blöcke waren aus Gußbeton hergestellt, hatten Würfelform und waren 10 und 20 t schwer. Sie wurden durch einen besonderen Kran, der mit einem kurzen Bein auf der Brüstungsmauer und mit dem längeren Bein auf der Fahrbahn der Mole lief, so abgeworfen, daß sie unregelmäßig lagen. Durch die Blöcke wurden die anlaufenden Seen zerteilt, und es wurde dadurch verhindert, daß die Wellen mit einem Schlage gegen die glatte Molenwand kamen und hier in geschlossener Form in die Höhe gingen. Viel Wasser wurde auch zunächst einmal von den Hohlräumen zwischen den Blöcken aufgenommen. Das ungeheure Wasserbombardement, das vorher über die Westmole gekommen war, verminderte sich nach Herstellung der Blockvorlage bedeutend. Bei schweren Sturmfluten kam auch später noch viel Wasser über die Mole. Es war aber mehr „Gischt“ und nicht mehr die grüne See. Um auch dieses Wasser, das eine Reihe von Betrieben, die ziemlich dicht hinter der Mole lagen, oft beeinträchtigte, ganz vom Hafengelände fernzuhalten, wurde hinter der Mole ein Wasserabführungskanal erbaut. Zu diesem Zwecke wurde im Abstande von 10 m von der Westmole eine 1 m hohe, mit der Mole gleichlaufende Mauer aus Eisenbeton errichtet. Der Zwischenraum zwischen Mole und dieser Schutzmauer erhielt eine mit Gefälle nach dem Großen Hafen laufende Betonsohle. Dadurch wurde ein Wassergraben von 10 m² Querschnitt geschaffen. Die Ufermauer am Großen Hafen wurde an der Einmündungsstelle dieses „Wassergrabens“ vertieft. Die Durchbrechungen der hafenseitigen Mauer, die zur Durchführung der Gleise nötig waren, wurden durch nach Art der Stemmtore bei Schleusen konstruierte Tore bei schweren Sturmfluten geschlossen. Das bei diesen noch über die Westmole kommende Wasser stürzte in den Raum zwischen Mole und Schutzmauer und wurde nach dem Außenhafen abgeführt.

Abb. 48 zeigt einen der beiden Blockgußplätze für die Herstellung der Blöcke zu der Molenvorlage. Man sieht in der Mitte die Gleisbahn, die so hoch lag, daß der Beton einfach in die zu beiden Seiten der Bahn liegenden Formen aus Holzbohlentafeln gegossen werden konnte. Nach zwei Tagen wurden die Formen ausgeschalt, und nach weiteren drei Tagen wurden die Blöcke durch den auf dem Bilde sichtbaren Kran aufgestapelt. Wenn sie vier Wochen in der Luft erhärtet waren, wurden sie verstürzt.

Abb. 49 zeigt den zum Abwerfen der Blöcke benutzten Kran auf der Westmole, etwa bei Punkt 700. Im Hintergrunde rechts sieht man eine Halle für Flugzeuge und dahinter einen großen Lagerplatzkran, der zur Beschickung der Lagerplätze mit Kohlen und zum Einsacken der Kohle gedient hat. Die Blöcke waren eigentlich etwas zu leicht und wären wohl besser 20 und 30 t schwer oder noch schwerer gewesen. Sie ließen nämlich bald erkennen, daß sie sich bei schwerer See bewegten, sich

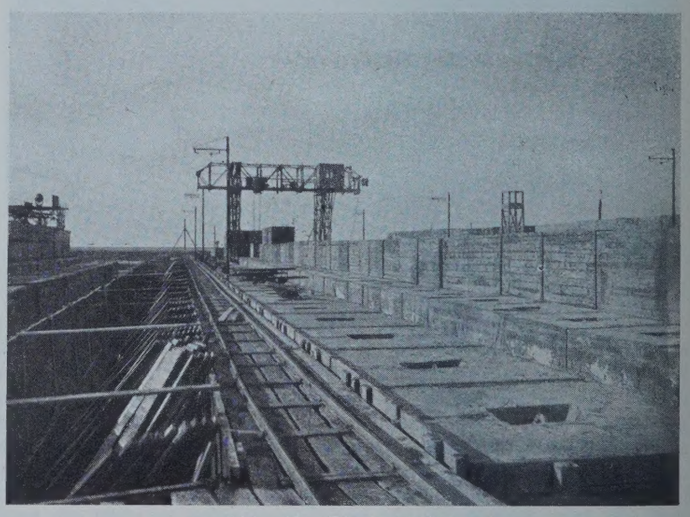


Abb. 48. Blockgußplatz.

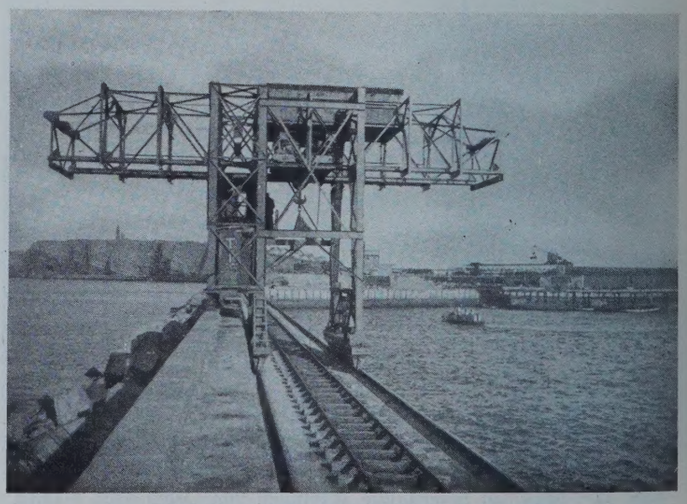


Abb. 49. Blockversetzkran auf Westmole.

aneinander abscheuerten und sich da, wo Kante auf Kante saß, ineinander einfraßen. Für den Bestand der Blockvorlage hatte das allerdings nichts auf sich, denn die Verminderung der Masse, die dadurch an den Blöcken auftrat, war nicht erheblich. Bei der Beurteilung der Sachlage darf nicht außer acht gelassen werden, daß Helgoland auf einem ausgedehnten, nur wenige Meter unter Niedrigwasser liegenden Felssockel steht, der sich nach Westen 600 m, nach Süden aber fast 900 m weit vorstreckt, und daß der „Sathurn-Brunnen“ (Südhorn-Riff), auf dem die Westmole gegründet war, ein Teil dieses untermeerischen Sockels ist (Abb. 1). Er fällt mit einer Steilkante im Westen von Helgoland auf Tiefen ab, die bis zu 20 m gehen, im Durchschnitt aber zu 15 m angenommen werden können, und an dieser Steilkante branden zunächst einmal die hohen Wellen, die bei Stürmen aus westlicher Richtung hier auflaufen. Die Wellen, die nach dieser ersten Brandung weiter gehen, sind erheblich kleiner als die aus den großen Tiefen kommenden Wellen, branden auch noch einige Male auf dem untermeerischen Felssockel, und wenn sie dann die Mole erreichten, waren sie schon erheblich geschwächt. Der stärkste Wellenangriff zeigte sich in der Gegend, wo die Westmole nach Süden umbog (Abb. 37). Das hatte seinen Grund darin, daß die vorhin erwähnte Steilkante hier dicht an der Mole vorbeiging, der flache Sockel also fehlte. Die tiefe und breite, von Nordwest nach Südost streichende Rinne, die vor der Steilkante liegt, wird hier aber schmal und im weiteren Verlauf nach Südosten flach. Jenseits der verschmälerten und flach gewordenen Rinne befinden sich sowohl nach Südwesten zu wie nach Süden Riffe, die nur etwa 5 m unter NW liegen, so daß also auch die bei Punkt 800 ansetzende erste Krümmung der Westmole wie der sich hieran anschließende nach Ostsüdosten laufende Arm niemals von den unmittelbar aus größeren Tiefen kommenden Wellen getroffen werden konnte.

Die Blockvorlage ist im Herbste 1916 fertig geworden, und damit war auch der eigentliche Hafen als fertig zu betrachten. Auf dem Hafengelände wurde aber noch erheblich gebaut. Auf diese Bauausführungen, unter denen sich auch ein Trockendock von 112 m Länge und 12 m Sohlenbreite befand, soll nicht näher eingegangen werden.

Den fertigen Hafen, vom Oberlande gesehen, gibt Abb. 50 wieder. Die eigentliche Hafenfläche ist auf dieser Abbildung sehr verkürzt. Man erkennt aber, wie dicht das Hafengelände bebaut war. Die Größe der Wasserflächen sind an den nachfolgenden Bildern besser zu ermessen.

Einen Blick von der Westmole nach dem Ostteile des großen Hafens gibt Abb. 51 wieder: rechts der Ostmolenkopf mit Leuchtfeuer und Pegelturm, im Hintergrunde etwas rechts die Einfahrt zum Innenhafen.

Der Westmolenkopf mit Molenfeuerturm ist auf Abb. 52 dargestellt.

Der ganze Bau des Hafens hat 40 Mill. Mark gekostet, ist also 10 Mill. teurer geworden, als veranschlagt war, was seinen Grund in den vielen Kriegsbauten hatte, die ursprünglich nicht vorgesehen waren, aber nach Kriegsausbruch noch notwendig wurden.

Für die Molen waren 215 000 m³ Beton erforderlich, davon kamen rd. 75 000 m³ auf die Ostmole und 140 000 m³ auf die Westmole. Die Blockvorlage bei der Westmole mit 45 000 m³ ist in dieser Summe eingerechnet. Für die übrigen Hafenbauten, Ufermauern, das Trockendock, Heizöl- und Wasserbehälter und Hochbauten aller Art sind rd. 50 000 m³ Beton verbaut worden. Die für diese Betonmassen erforderlichen und in Helgoland zu löschenden Mengen Kies, Sand und Zement waren also recht bedeutend. Diese Baustoffe wurden in der Hauptsache durch die vier Auslegerkrane, die jeder eine Stundenleistung von 30 t hatten, entladen und durch eine mit ihnen in Verbindung stehende Drahtseilbahn nach den Lagerplätzen befördert. Zum Löschen von Holz, Eisen, Granit und anderen Baustoffen standen noch drei Krane von 50 t Stundenleistung zur Verfügung. Die Entladekrane und die Drahtseilbahn wurden später in Verbindung mit einem Brückenkran von 40 m Spannweite zur Beschickung der Kohlenlagerplätze, die 40 000 t faßten, nutzbar gemacht.

Zur Schaffung des Hafengeländes waren 1,5 Mill. m³ Sand erforderlich, der größtenteils von der Elbe gekommen ist. Ein Teil ist durch einen marineeigenen Hopperbagger aus der Jade und von der etwa 12 km von Helgoland entfernt liegenden Loreleybank nach Helgoland gebracht und angespült worden. Zur Herstellung der Wassertiefe waren rd. 400 000 m³ Fels unter Wasser fortzuschaffen, was ausschließlich durch Eimerbagger, teilweise nach Lösen der harten Schichten durch leichte Sprengschüsse, gemacht worden ist. Das Gestein war in der obersten Schicht ziemlich weich und teilweise auch von der Bohrmuschel durchlöchert. In den tieferen Schichten war es stellenweise recht hart. Die Eimerbagger waren für die Felsbaggerung besonders beschafft und so gebaut worden, daß sie den besonderen Beanspruchungen dieser Baggerung gewachsen waren. Wir hatten zwei Bagger eingestellt. Die Eimer des kleineren Baggers faßten 185 l, die des größeren 275 l. Die letzteren konnten aber durch 500-l-Eimer für Sand- und Kiesbaggerung ersetzt werden.

Abb. 50. Hafen vom Oberlande.

Die Eimer bestanden aus 25 mm starkem Stahlblech. Sie trugen auf der zum Eingreifen bestimmten Stelle des oberen Randes einen Zahn aus Spezial-Stahlguß, der die Form eines Fünfecks hatte, dessen eine Spitze nach oben steht. Der Zahn war 12 cm dick, 40 cm breit und 40 cm hoch. Er war unten in seiner ganzen Breite 15 cm tief geschlitzt und saß mit diesem Schlitze auf dem vorderen Rande des Eimers auf. Zahn und Eimer waren mit neun Nieten fest verbunden. Die Baggereimer rissen zuerst nach einer gewissen Arbeitszeit alle auf, weil sie den starken Zugbeanspruchungen, die beim Abbrechen des Felsens in Richtung von unten

Abb. 51. Blick vom Westmolenkopf nach dem Innenhafen.

nach oben auftraten, nicht gewachsen waren. Sie sind dadurch verstärkt worden, daß breite Bänder aus 25 mm dicken Stahlblechen ganz um ihren oberen Rand gelegt wurden. Die Eimer waren aber trotzdem starkem Verschleiß unterworfen und mußten häufig ausgebessert werden, was in einer besonders dafür eingerichteten Werkstatt gemacht wurde. Sehr gute Ergebnisse wurden mit einigen später beschafften Eimern aus Spezialgußstahl der Firma Jäger in Elberfeld erzielt.

Die wirtschaftliche Seite dieser Art der Felsbeseitigung war durchaus günstig zu nennen. 1 m³ Felsbaggerung hat einschließlich der Beträge

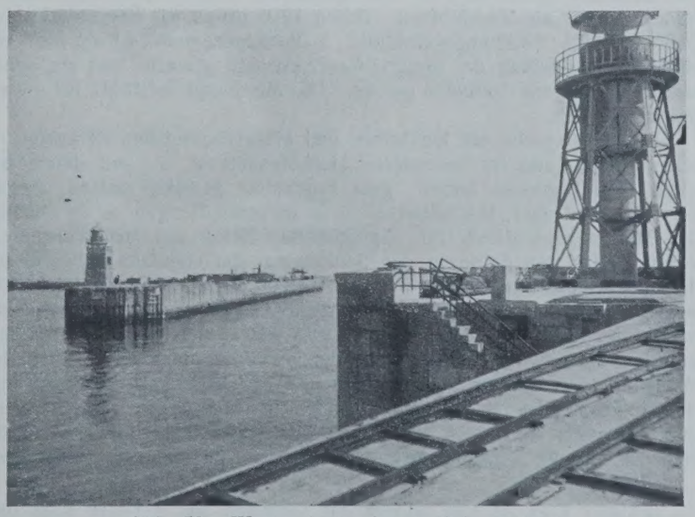


Abb. 52. Westmolenkopf und Hafeneinfahrt.

für Amortisation für die beiden Eimerbagger, 2 Schlepper und 12 Baggerschuten und einschließlich der Unterhaltungskosten nur 5 Mark gekostet. Die Bagger mußten leider später an den Feindbund abgegeben werden.

In der Hauptbauzeit waren 1200 Mann beim Bau beschäftigt, die größtenteils von auswärts gekommen waren, da sich die eingesessene Bevölkerung wenig zu diesen Arbeiten eignete und im Sommer, der besten Bauzeit, lieber ihrem Gewerbe als Schiffer nachging. Die für die Arbeiter erforderlichen Unterkunftsräume und Kantinen wurden auf dem Hafenbaugelände errichtet. Wir mußten für die Belegschaft auch erhebliche Mengen Wasser nach Helgoland bringen, da Helgoland nur sehr wenig Süßwasser hat und in der Hauptsache auf das von den Dächern aufgefangene Regenwasser angewiesen ist. Zur Betonbereitung ist immer nur Seewasser genommen worden. Der Grund hierfür war der Gedanke, daß die im Anmachewasser enthaltenen Mengen für den Beton schädlicher Salze zu gering seien, um auf die Haltbarkeit und Festigkeit des Betons irgend einen merkbaren Einfluß ausüben zu können, und daß anderseits der frische Beton während des Einbauens doch nicht vor dem Seewasser geschützt werden könnte. Wir haben in der sofort bei Baubeginn errichteten Betonprüfanstalt zahlreiche Vergleichsversuche mit Betonkörpern, die mit Süßwasser und in der gleichen Mischung mit Seewasser angemacht waren, angestellt und fast zehn Jahre hindurch fortgeführt und nie Unterschiede gefunden, die auf die Verschiedenheit des Anmachewassers zurückzuführen gewesen wären.

Über die Mischungsverhältnisse, die für den Beton angewendet worden sind, ist folgendes zu sagen:

Unser Bestreben war darauf gerichtet, den Beton vor allen Dingen so dicht wie möglich zu machen. Wir haben deshalb damals schon den Kies auf Korngröße und Hohlraumanteil untersucht und dafür gesorgt, daß Überschuß an Bindemitteln vorhanden war. Im ersten Baujahre stand nur Elbkiessand zur Verfügung, weil wir zur Heranschaffung ganz auf kleine Segelschiffe angewiesen waren. Dieser Kies wechselte stark in den Korngrößen und bestand im Durchschnitt zur Hälfte aus Sand und zur Hälfte aus Kies. Von 1910 ab wurde Rheinkies verwendet, der mit Wesersand im Verhältnis 2 : 1 gemischt wurde. Der Sand enthielt Korngrößen bis 0,5 cm, der Kies solche von 0,5 bis 8 cm. Bestimmungen der Anteile der einzelnen Korngrößen sind nicht gemacht worden, doch wurden häufig die bei dem Gemisch von 1 Sand : 2 Kies vorhandenen Hohlräume festgestellt. Der Anteil der Hohlräume schwankte zwischen 18 und 22 %. Im ersten Baujahr wurde, abgesehen von einem Versuche mit Erzzement, nur Portlandzement verwendet, und zwar für den Schüttbeton der Fundamente in Mischung 1 Raumteil Zement zu 3 Raumteilen Kiessand. Für den Stampfbeton hinter Granitverblendung, aber in der Zone zwischen NW und HW war das Mischungsverhältnis 1 : 5, für den über HW liegenden, ebenfalls mit Granit verblendeten Beton war es 1 : 8. In den folgenden Jahren wurde dem Portlandzement Traß zugesetzt, um eine größere Dichtigkeit des Betons zu erzielen und etwa überschüssigen Kalk zu binden. Die Mischungen für den Fundamentbeton, der ja, soweit er nicht in Senkkasten eingebaut wurde, im frischen Zustande mit Seewasser in Berührung kam und dauernd mit ihm in Berührung blieb, waren: 1 Portlandzement, $^2/_3$ Traß, $2^1/_2$ Kies[1]), ferner 1 Portlandzement, $^2/_3$ Traß, 3 Kies und 1 Portlandzement, $^2/_3$ Traß, 4 Kies. Da diese Betonmischungen zu langsam erhärteten, wurde der Traßanteil auf $^1/_3$ herabgesetzt, so daß das Mischungsverhältnis später 1 : $^1/_3$: 3 und 1 : $^1/_3$: 4 war. Für das aufgehende, verblendete, aber unter HW liegende Mauerwerk waren die Mischungen 1 : $^1/_3$: 6 und 1 : $^2/_3$: 6, bei dem über HW liegenden Beton war der Kiesanteil bei gleichbleibendem Verhältnis von Zement und Traß auf 8 Raumteile gesteigert. Wo wir irgend konnten, haben wir Gußbeton gemacht, weil sich dieser bei unseren Versuchen dichter erwiesen hatte als Stampfbeton. Schon 1910 haben wir Betonblöcke aus Gußbeton im Mischungsverhältnis 1 Portlandzement : 4 Kiessand zur hinteren Verblendung der hinterfüllten Westmole gemacht, und alle Senkkasten wurden mit Gußbeton gefüllt. Das Mischungsverhältnis für diesen Beton war 1 : 8.

Da die Versuche mit kalkarmen und kieselsäurereichen Zementen — Eisenportland- und im besonderen Hochofenzement —, mit denen wir schon 1908 begonnen hatten, gute Ergebnisse gezeitigt hatten, gingen wir 1913 dazu über, Hochofenzement in größeren Mengen zu verwenden. Das Mischungsverhältnis für ungeschützten Beton aus Hochofenzement war 1 : 5; für den Beton in den Senkkasten, der ebenfalls teilweise aus Hochofenzement war, blieb es bei dem Verhältnis 1 : 8. Schon im Jahre 1908 begannen wir den in die Molenfundamente eingebauten Beton fortlaufend zu untersuchen, um festzustellen, ob und wie er sich im Seewasser veränderte. Dazu wurden Würfel aus den oberen Fundamentschichten der Molen bei Niedrigwasser ausgestemmt und auf Dichtigkeit, Festigkeit und etwaige chemische Umsetzungen geprüft. Es war unsere Absicht, diese Untersuchungen auch noch auf andere Mischungen, z. B. Kalk-Traß, Kalk-Traß-Zement, die verschiedensten Portlandzemente und auf verschiedene Eisenportland- und Hochofenzemente auszudehnen, um festzustellen, welche Mischungen und welche Zemente sich am besten für Seewasserbauten eigneten. Zu diesem Zwecke wurden im regelmäßigen Arbeitsbetriebe, also nicht laboratoriumsgemäß, hergestellte Betonmischungen der oben erwähnten Reihen auf den oberen etwas über NW liegenden Fundamentabsätzen der Molen eingebaut, um in ausgestemmten Proben laufend untersucht zu werden.

Leider konnten die Untersuchungen nicht mehr fortgesetzt werden, als der Krieg ausbrach, weil wir damals zu sehr an Personal beschränkt waren und andere Aufgaben zu erfüllen hatten, die wichtiger waren. Sie konnten auch später nicht wieder aufgenommen werden, weil mit der Zerstörung der Molen auch die meisten Probestrecken verlorengingen.

Die begonnenen Untersuchungen sind also nicht abgeschlossen, was um so bedauerlicher ist, als ja jahrzehntelange Beobachtungen dazu gehören, um ein ganz sicheres Urteil über die Bewährung von Beton im Seewasser fällen zu können. Nach den Feststellungen, die wir während des Bauens in Helgoland an den einzelnen Bauwerkteilen machen konnten und die ich durch wiederholte Besichtigungen des Hafens und seiner Reste nach dem Kriege fortgesetzt habe, die sich also teilweise schon auf 20 Jahre erstrecken, darf aber wohl folgendes gesagt werden:

Auch ungeschützte, d. h. unverblendet bleibende Bauten aus Beton können im Seewasser errichtet werden, ohne Gefahr ihres späteren Zerfalls durch Einwirkung der Meerwassersalze, wenn der Beton unter sorgfältiger Auswahl der Zuschlagstoffe und reichlichem Zusatze des Bindemittels ganz dicht gemacht wird. Kommt der Beton frisch, also noch nicht abgebunden mit dem Meerwasser in Berührung, dann sollte man bei Portlandzement nicht magerer als 1 : 3 (Raumteile) mischen. Ich habe jedenfalls verschiedentlich gefunden, daß Mischungen 1 : 4 sich nicht gehalten haben, obwohl ich glauben darf, daß auch bei ihnen dieselbe Sorgfalt in der Herstellung des Betons angewendet worden ist wie bei den fetteren Mischungen.

Der Traßzusatz verzögert die Erhärtung des Betons, weshalb man seine Anwendung unangenehm empfinden wird, wenn der frische Beton Gefahr läuft, von den Wellen angegriffen zu werden. Macht man Bauwerkteile aus Beton an Land, die erst nach einer gewissen Erhärtungszeit an der Luft ins Meerwasser kommen, ist ein Traßzusatz von etwa $^1/_3$ des Zementzusatzes empfehlenswert. Der Traß darf nicht mit Zement und Kies zugleich in die Mischtrommel geschüttet werden, sondern sollte vorher mit dem Zement sorgfältig gemischt werden.

Der Hochofenzement ist nach meiner Ansicht, was seine Bewährung im Seewasser anlangt, dem Portlandzement überlegen. Die Versuchstrecken, die mit verschiedenen Hochofenzementen in Helgoland hergestellt und laufend untersucht worden sind, haben auch bei Mischungen 1 : 5 niemals Zerstörungserscheinungen gezeigt. Wir haben deshalb, als wir vom Jahre 1913 ab Hochofenzement in größeren Mengen verwendeten, auch bei unverblendet gebliebenem Beton aus Hochofenzement die Mischungen von 1 : 4, 1 : 4,5 und 1 : 5 angewendet. Dieser Beton hat sich bis heute einwandfrei gehalten, obwohl er nun schon über 10 Jahre im Seewasser liegt. Ob er auch 20 Jahre hält, muß die Erfahrung lehren.

Daß man zu Seewasserbauten einen besonders sorgfältig zusammengesetzten und bereiteten Beton verwenden muß, hat die in dem Jahre 1920 begonnene Zerstörung des Hafens bewiesen. Bei dieser sind auch alle Bauten, die auf dem Hafengelände errichtet worden waren, zerstört worden und, soweit sie in der Nähe der Ufer gestanden haben, sind ihre Trümmer ins Seewasser gekommen. Sie bestanden in der Hauptsache aus Beton und zeigen heute alle mit verschwindenden Ausnahmen starken Zerfall infolge Angriffs des Seewassers, obwohl sie erst fünf Jahre im Meere liegen. Um falschen Auffassungen vorzubeugen, möchte ich bemerken, daß es sich bei diesen Trümmern nicht etwa um Betonstücke handelt, die infolge der Sprengungen gelockert wären, sondern um größere Bauwerkteile, z. B. ganze Betonfundamente, die nach der Zerstörung der Ufermauern und dem Fortspülen des Hafengeländes ins Wasser gerutscht sind, um Eisenbetonbalken, Säulen, Estriche u. dergl., bei denen man schon mit Rücksicht auf die Beanspruchungen, denen diese Bauwerkteile gewachsen sein mußten, nicht an Zement gespart hatte. Nur die Trümmer aus Hochofenzementbeton haben sich bislang als nicht angegriffen gezeigt.

Sollen Betonbauten im Seewasser verblendet werden, so kann man natürlich erheblich magerere Mischungen nehmen, weil die Verblendung den Beton vor den Angriffen des Seewassers schützt.

Der in der Westmole von Helgoland hinter Granitquadern eingebaute Beton 1 : 8 hat sich bis heute, das heißt 20 Jahre nach seinem Einbau, unverändert gehalten. An Orten, wo gutes Verblendmaterial, und dazu rechne ich in erster Linie Granit, im Verhältnis zum Beton billig ist, ist es meistens wirtschaftlicher, magerere Betonmischungen zu nehmen und den Beton durch Verblendung zu schützen. Man spart bei einer derartigen Verblendung ja auch die Schalung. Dabei darf allerdings nicht außer acht gelassen werden, daß derartige Bauwerke gefährdet sind, wenn sie infolge von Sackungen oder aus anderen Ursachen Risse bekommen, durch die das Seewasser in das Bauwerk eindringen und seine zerstörenden Einwirkungen auf den nicht seewasserfesten Beton ausüben

[1]) Unter Kies ist hier immer das Gemisch aus 2 Teilen Kies und 1 Teile Sand zu verstehen.

kann. Auch für solche Zerstörungen habe ich hier an der Nordseeküste einige Beispiele kennengelernt. Es handelt sich dabei um Klinkerverblendung. Viele Bauingenieure scheuen sich heute noch, Eisenbeton im Seewasser anzuwenden. Ich halte diese Abneigung für unbegründet. Der in Helgoland angewendete Eisenbeton hat sich im großen und ganzen

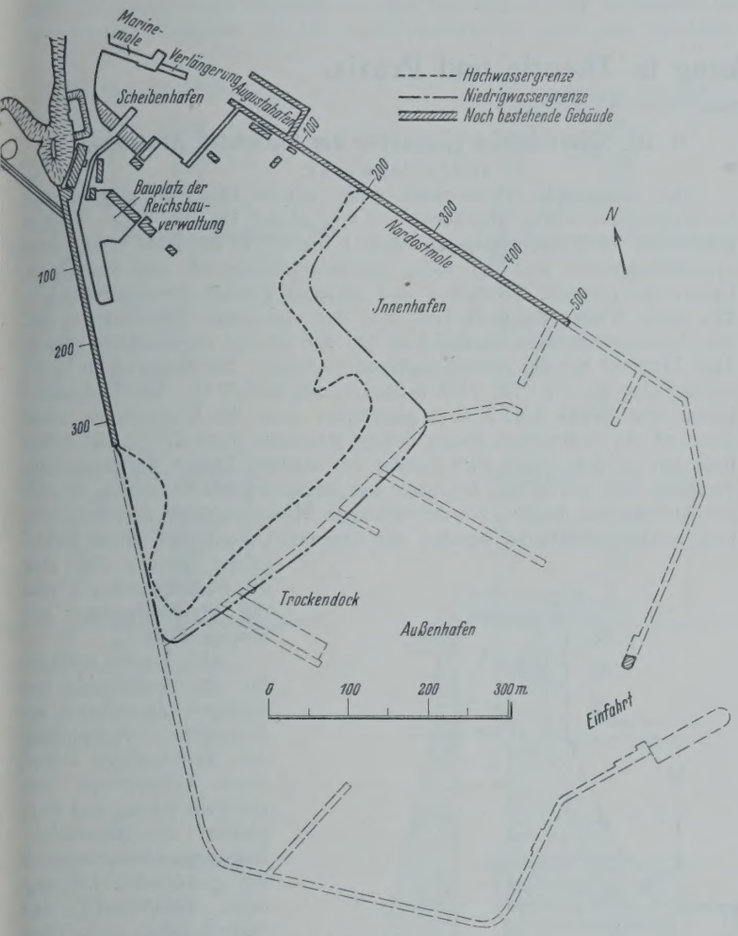


Abb. 53. Plan des Hafens nach der Zerstörung.

tadellos gehalten. Er muß allerdings auch ganz dicht sein, und der Beton muß vor Stößen oder anderen mechanischen Angriffen geschützt sein, die die das Eisen deckende Betonschicht zerstören können.

Zu der Zerstörung des Hafens ist zu sagen, daß das Friedensdiktat von Versailles wohl die Möglichkeit der Erhaltung wenigstens der Westmole gegeben hätte, weil in einem seiner Paragraphen in bezug auf Helgoland gesagt war, daß alle Bauten von der Zerstörung ausgenommen werden könnten, die zum Schutze der Insel notwendig seien.

Meine Ausführungen, daß die Westmole sich als ein sehr guter Schutz für die Düne bei allen Stürmen aus südwest- bis westlicher Richtung erwiesen hätte, und daß die Düne diesen Schutz dringend brauchte, wurden nicht geglaubt. Die Einwendung, daß der Hafen in Helgoland doch auch als Nothafen für die Fischerfahrzeuge erbaut sei und auch heute noch ein dringendes Erfordernis wäre, daß man deshalb wenigstens den Innenhafen von der Zerstörung ausnehmen sollte, wurde nicht beachtet.

Unsere früheren Feinde wollten wohl auch hier ihre Überlegenheit an „Kultur" gegen uns beweisen, und die feindliche Kommission bestand darauf, daß die Molen bis auf kurze Stümpfe gesprengt würden. Alle Ufermauern mußten gesprengt, fast alle Baulichkeiten auf dem Hafengelände abgebrochen und die Haupteinfahrt wie die Einfahrt zum Innenhafen durch Verstürzen von Blöcken verriegelt werden.

Der in Abb. 53 dargestellte Lageplan gibt den Zustand des Hafens nach der Zerstörung wieder. Das kleine, von der Zerstörung ausgenommene Stück ist nur ein geringer Schutz für die Südreede, und die jetzt Helgoland als Nothafen anlaufenden Fischewer kommen fast wieder in dieselben ungünstigen Verhältnisse, die sie dort vor dem Bau des Hafens gefunden hatten.

Der vom Feindbunde zugestandene kleine „Augustahafen", der während der Zerstörungsarbeiten aus Blöcken der Blockvorlage errichtet worden und nur etwa 4000 m² groß ist, faßt gerade das Motorschiff der Biologischen Anstalt in Helgoland und die Helgoländer Fährboote, bietet also den zahlreichen Fischerbooten, die Helgoland anlaufen müssen, keinen Raum. Es bleibt diesen nichts anderes übrig, als sich im Scheibenhafen zusammenzudrängen oder, soweit sie dort keinen Platz mehr finden, auf Reede zu Anker zu gehen.

Zahlreiche Klagen aus Fischerkreisen sind deshalb wieder laut geworden, deren Streben dahingeht, den Innenhafen, wiederhergestellt, als Zufluchthafen zu bekommen.

Die Wiederherstellung ließe sich wohl ohne besondere technische Schwierigkeiten ausführen, ob aber die heutige Finanzlage des Reiches das gestattet, erscheint mir zweifelhaft. Es erscheint mir auch zweifelhaft, ob es gelingt, heute schon das Einverständnis unserer früheren Feinde für diese Wiederherstellung zu erhalten, und es wird vorläufig wohl nichts anderes übrigbleiben, als die Hafenverhältnisse in Helgoland so zu lassen, wie sie sind.

Alle Rechte vorbehalten.

Die schräge Druckluftabsenkung in Theorie und Praxis.

Von Dipl.-Ing. **Erich Paproth**, Berlin-Wilmersdorf.

I. Erfindung der schrägen Absenkung.

Für den Bau von massiven Brückenpfeilern, Ufermauern und Wehren findet die Druckluftgründung vielseitige Verwendung; gibt es doch kein anderes Gründungsverfahren, das bei noch so unübersichtlichen und schwierigen Untergrundverhältnissen mit solcher Sicherheit zum Ziele führt wie sie. Mit der „Verordnung zum Schutze der Preßluftarbeiter" vom 28. Juni 1920 ist auch eine einheitliche und strenge Regelung der Schutzmaßnahmen eingeführt worden, deren Einhaltung die von den Gegnern des Verfahrens gern hervorgehobene Gefährlichkeit mindestens auf die jeder anderen Bauarbeit herabmindert.

Ihrer vermehrten Anwendung entsprechend hat die Druckluftgründung in den letzten Jahrzehnten eine ganze Reihe von Verbesserungen erfahren, die sich auf die zur Anwendung gelangenden Geräte und Luftschleusen, die Konstruktion der Senkkasten sowie das Verfahren ihrer Absenkung durch das Wasser bis auf den tragfähigen Grund beziehen. Die Form der Senkkasten und der darüberliegenden Mauerwerkskörper, die zusammen als Grundkörper bezeichnet werden können, blieb jedoch im wesentlichen dieselbe, wie sie von früher her bekannt war. Daher kam es, daß unter Druckluft abzusenkende Grundkörper zum Übertragen lotrechter oder annähernd lotrechter Kräfte auf den Baugrund in großer Zahl entworfen und gebaut wurden, das Verfahren aber dort, wo es sich um Aufnahme großer wagerechter Kräfte handelte, oft zu unwirtschaftlichen Abmessungen führte.

Der Grund hierfür liegt darin, daß es nicht möglich ist, einen senkrecht abzusenkenden Grundkörper einer schräg verlaufenden Stützlinie anzupassen. Auch läßt sich die Tragfähigkeit des Bodens in größeren Tiefen durch Bodenuntersuchungen mittels Bohrlöcher nicht derart genau bestimmen, daß die Höhenlage für die Gründungssohle im voraus eindeutig festgelegt werden kann. Erst die Absenkung selbst ermöglicht eine genaue Erkenntnis des Untergrundes durch Untersuchung im Arbeitsraum des Senkkastens und damit die Feststellung der endgültigen Gründungstiefe. Nun ändern sich aber die statischen Verhältnisse der mit wagerechten Kräften belasteten Bauwerke ganz erheblich bei Veränderung der Gründungstiefe, weil das Moment in bezug auf die Gründungssohle bei tieferer Lage der letzteren infolge der Verlängerung des Hebelarmes und, wenn die wagerechte Kraft der Erddruck ist, auch infolge der Vergrößerung derselben zunimmt. Die resultierende Kraft, die bei einer gewissen Gründungstiefe z. B. durch den wasserseitigen Drittelpunkt geht, wird bei einer tieferen Gründung aus dem mittleren Drittel herauswandern und dadurch größere Bodenpressungen erzeugen und die Standsicherheit vermindern. Will man daher sicher gehen, so muß man den ganzen Grundkörper und den Senkkasten für die größte Gründungstiefe, die vielleicht erreicht wird, bemessen. Das bedeutet jedoch in vielen Fällen unnötig aufgewendete Betonmassen und geförderte Bodenmengen.

Es ist das Verdienst des Oberingenieurs C. Ph. Hansen, Leiters der Tiefbau-Abteilung der Firma Beuchelt & Co., Grünberg i. Schl., durch die Erfindung der schrägen Absenkung den Weg gezeigt zu haben, wie obige Nachteile der Druckluftgründung vermieden werden können. Das Verfahren, das der genannten Firma durch Deutsches Reichspatent 433 408 geschützt ist, wurde bis jetzt für acht Absenkungen angewandt und ist für mehrere weitere Bauwerke vorgesehen. Verfasser dieser Schrift hat unter Oberleitung des Erfinders die ersten sieben schrägen Absenkungen als örtlicher Bauleiter durchgeführt und die dazu erforderlichen theoretischen Untersuchungen angestellt.

II. Die Sonderheiten gegenüber der lotrechten Absenkung

a) der Bauwerke.

Der wesentliche Unterschied eines mittels Druckluft gegründeten Bauwerks, das schräg abgesenkt ist, von einem in alter Weise niedergebrachten geht augenfällig aus Abb. 1 hervor, in der zwei Ufermauern gegenübergestellt sind bei völlig gleichen Untergrund- und Wasserverhältnissen, gleichen Oberteilen und gleichen größten Bodenpressungen. Der unter Wasser liegende Teil, also der eigentliche Grundkörper, hat eine Querschnittsfläche von 49,4 m² bei der lotrecht abgesenkten, gegenüber 31,25 m² bei der schräg abgesenkten Mauer. Die Ersparnis an Beton beträgt also 18,15 m³ für 1 lfd. m Mauer, das sind 37 %. Die Senkkasten haben eine Breite von 7,50 m gegenüber 4 m, die Ersparnis an unter Druckluft zu förderndem Boden beträgt demnach sogar 47 %. Die Stützlinie hat in dem einen Fall bereits das mittlere Drittel der Bodenfuge verlassen und würde sich bei einer nur wenig tieferen Absenkung schnell der Außenkante nähern, bei der schrägen Mauer liegt sie noch im Kern und verläuft annähernd parallel zur Absenkrichtung. Bei einem Tiefergehen ändern sich also die Bodenpressungen und die Standsicherheit nur unwesentlich.

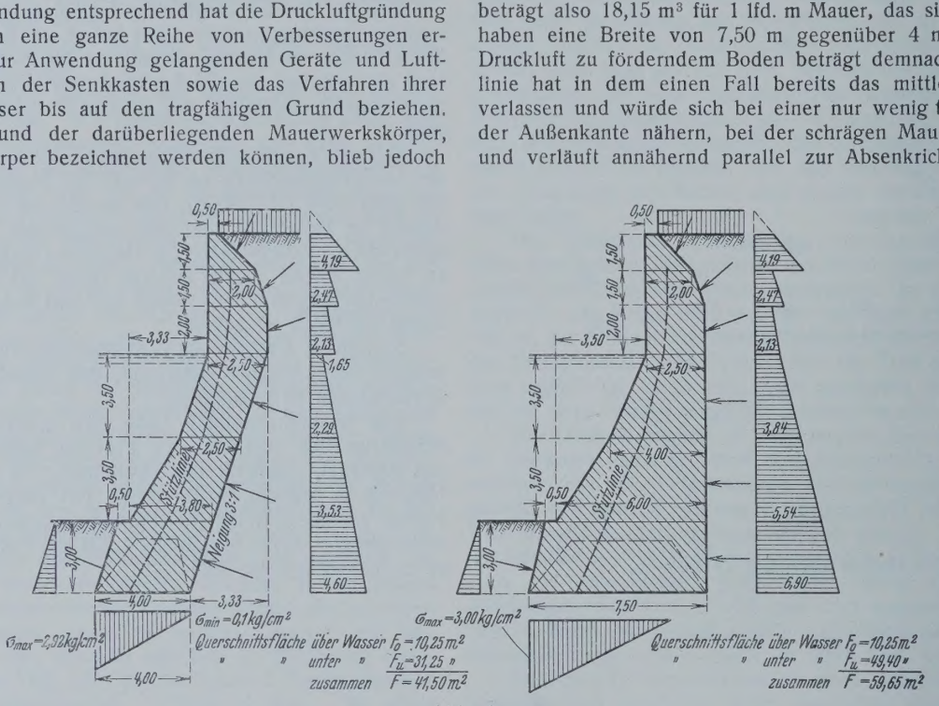


Abb. 1.

Abb. 1 zeigt auch die für die Ausführung der schrägen Absenkung erforderliche Abänderung des Senkkastens selbst. Seine Außenwände sind ebenfalls schräg, und zwar parallel zur Absenkrichtung angeordnet, wodurch die gewünschte Führung beim Durchfahren des Bodens erteilt wird. Dem Mauerkörper selbst kann an der Wasserseite (in Zukunft Vorderseite genannt) eine Begrenzung gegeben werden, die sich nur nach den statischen Erfordernissen des fertigen Bauwerks zu richten hat. Die landseitige Wand (Leit- oder Rückwand) wird jedoch zweckmäßig in der geraden Verlängerung der Rückwand des Senkkastens bis annähernd zur Wasseroberfläche hochgezogen. Wenn außerdem der dicht unter dem Wasser befindliche Bauwerksteil eine zur Rückwand parallele Vorderwand besitzt (wie in Abb. 1 dargestellt), so kann durch Veränderung der Höhe dieses Teiles eine höhere oder tiefere Lage der Gründungssohle ausgeglichen werden. Steht die Gründungstiefe von vornherein genau fest, kann der Rückwand über dem Senkkasten auch eine steilere Richtung gegeben und die Form der Mauer dadurch noch mehr der Stützlinie angepaßt werden.

b) der Absenkung.

Das schräge Absenken selbst geht ähnlich dem lotrechten Absenken vonstatten. In Abb. 2 sind verschiedene Zustände beider Verfahren gegenübergestellt, wobei es sich um die Herstellung der in Abb. 1 gezeigten beiden Ufermauern handeln möge.

Es sei angenommen, daß beide Senkkasten von Anschüttungen (sogenannten Inseln) aus niedergebracht werden, die an der Wasserseite durch behelfsmäßige Wände gehalten sind.

Nachdem die vorbereitenden Arbeiten, wie Herstellen der Anschüttung, Aufbau der Krane, Verlegen der Fördergleise usw. erledigt sind, werden die Senkkasten zusammengebaut bezw. betoniert. Außer der Breite unterscheidet die Neigung der landseitigen Außenwand, der Rückwand, beide Kasten grundlegend. Für die lotrechte Absenkung ist diese Wand zwar gleichfalls lotrecht angeordnet, für den Bauvorgang ist das jedoch nicht erforderlich; sie könnte auch ebensogut eine Neigung haben in dem Sinne, daß sich der Senkkasten nach oben hin noch mehr verjüngt. Nur um für das endgültige Bauwerk die Gewichte möglichst nach der Landseite zu bringen, ist für die Wand der Grenzfall der lotrechten Stellung gewählt.

Für die schräge Absenkung gibt es nur eine Neigung der Rückwand, das ist die Absenkrichtung. In dieser leitet die Rückwand den Senkkasten beim Durchdringen des Untergrundes, indem sie an der Erdwand heruntergleitet. Aus diesen Gründen kann die Rückwand auch als Leitwand bezeichnet werden.

Das die Luftschleuse tragende Schachtrohr soll im Schutze eines aus dem Betonmauerwerk ausgesparten Schachtes bleiben. Es ist deshalb für die lotrecht abzusenkende Ufermauer außermittig nach der Landseite

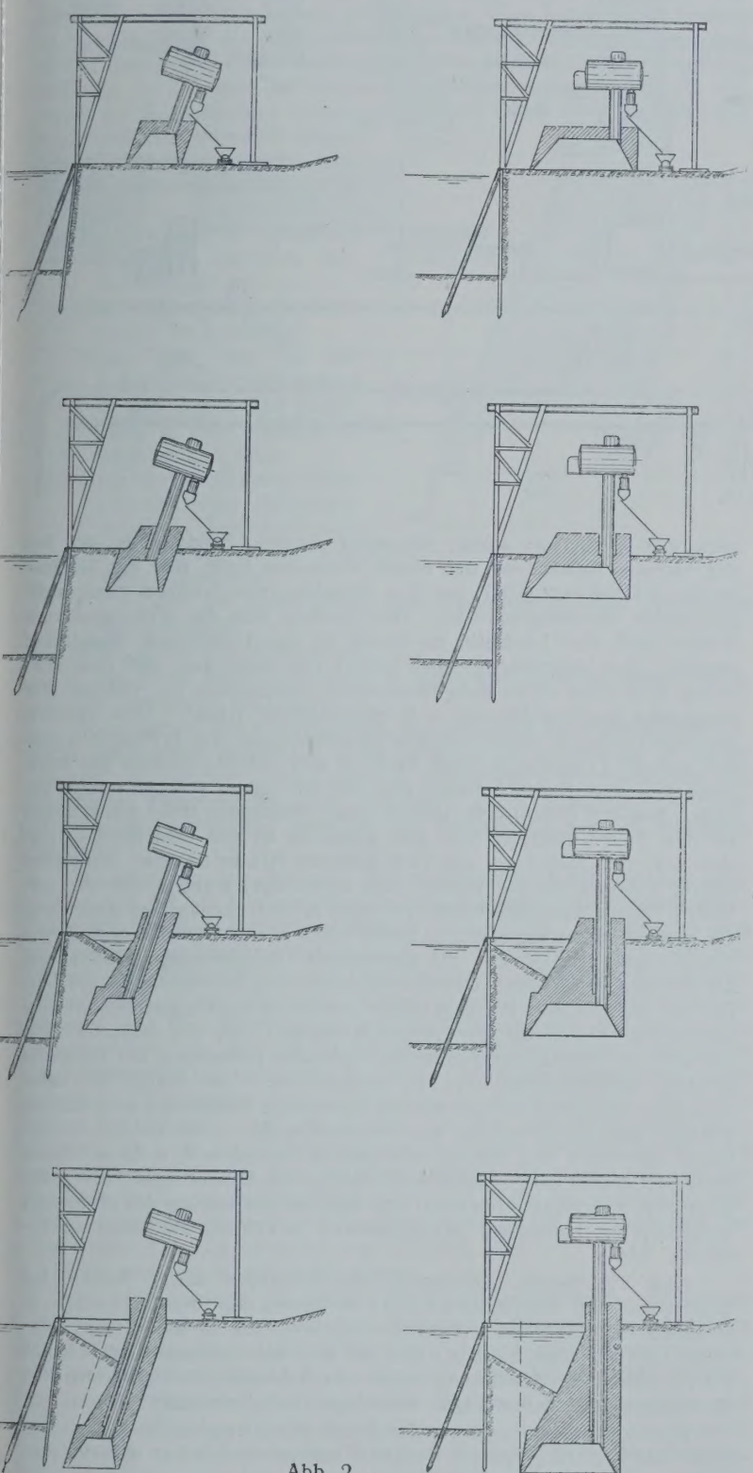


Abb. 2.

zu aufgestellt, für die schräge Mauer muß es schräg gestellt werden, Nachdem die Luftschleuse mittels des Schleusenkranes aufgesetzt ist und die Luftleitungen mit den Luftpumpen verbunden sind, kann die Absenkung beginnen.

Durch das Ausgraben von Boden im Arbeitsraum erhalten beide Kasten das Bestreben, infolge ihrer Schwere senkrecht in den Boden abzusinken. Beim alten Verfahren ist das ohne weiteres möglich, beim neuen steht die landseitige Rückwand (die Leitwand) im Wege. Sie versucht zunächst, den Erdboden nach dem Lande zu beiseite zu schieben. Das gelingt ihr auch in der obersten Bodenschicht. Bald wächst jedoc das Widerstandsvermögen der Erdwand, dessen größter Wert der „passive Erddruck“ (gemäß dem neueren Brauche im folgenden als „Erdwiderstand“ bezeichnet) ist, immer mehr an, bis der Boden schließlich standhält und der Senkkasten beim weiteren Absenken gezwungen wird, die Richtung seiner Leitwand einzuhalten. Der Senkkasten bewegt sich also zunächst ein kurzes Stück nach unten und wird dann stetig bis zur gewollten Neigung abgelenkt.

Bei weiterem Fortschreiten des Absenkens versinkt nach dem eigentlichen Senkkasten der Mauerkörper in den Boden, dessen Rauminhalt geringer ist als der abgegrabene Boden. Letzterer wird nicht mehr vollständig durch das Mauerwerk ersetzt, und auf der Wasserseite bildet sich ein immer größer werdendes Loch. Das hat zwar den Vorteil, daß der betreffende Boden nach Herausziehen der vorläufigen Abschlußwand nicht mehr durch Naßbaggerung entfernt zu werden braucht; aber der Erddruck auf die abzusenkende Mauer von der Wasserseite wird immer geringer, während der von der Landseite immer größer wird.

Der Überschuß an Erddruck von der einen Seite her erzeugt ein Moment, das die abzusenkende Mauer nach der Wasserseite zu kippen versucht und daher die wasserseitige Schneide mehr belastet als die landseitige. Da die Lastübertragung durch die Schneiden begrenzt ist, wird in einer bestimmten Tiefe ein Zustand erreicht, in dem dem Erddruck von der Landseite nicht mehr standgehalten werden kann. Hierdurch ist der Absenkungstiefe eine Grenze gesetzt. Schon rein gefühlsmäßig läßt sich aus der Zeichnung erkennen, daß diese Tiefe für die schräg abgesenkte Mauer trotz des kleineren Senkkastens mindestens ebenso groß ist wie bei der anderen; denn der Erddruck vom Lande her auf die schräge Leitwand ist kleiner als der auf die lotrechte Wand, und außerdem legt sich die schräg abzusenkende Mauer mit ihrem ganzen Gewicht gegen den Boden und erzeugt dadurch eine wirksame, dem Erddruck entgegengesetzte Kraft.

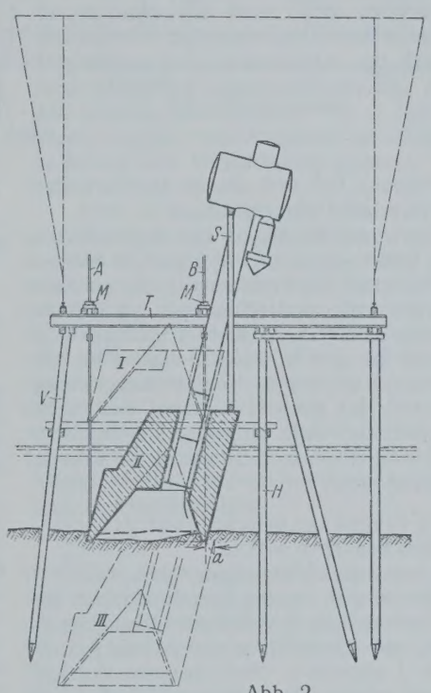


Abb. 2.

Aus diesem Grunde liegt die Leitwand des Grundkörpers immer fest gegen die Bodenwand an und verhindert auf diese Weise ein etwaiges Nachsacken des Erdreichs. Das ist besonders wichtig, wenn das Gelände stark ansteigt und zu Rutschungen neigt.

Der weitere Verlauf ist für beide Verfahren wieder gleich: Nachdem die gewünschte Tiefe erreicht ist, wird der Arbeitsraum ausbetoniert, das Druckluftgerät abgenommen und der Schacht für das Steigrohr mit Beton ausgefüllt.

Befindet sich die Baustelle für einen schräg abzusenkenden Grundkörper im freien Wasser, so kann es wirtschaftlicher sein, den Senkkasten an Stelle von einer Inselschüttung von einem Gerüst aus in Spindeln hängend bis auf den Boden abzulassen. Abb. 3 zeigt den Querschnitt eines solchen Aufhängegerüstes ähnlich, wie es in Christianstadt angewendet wurde. Der Senkkasten hängt an den Spindeln *A* und *B*, deren Muttern *M* auf je zwei im Abstand von etwa 0,80 m voneinander verlegten eisernen Trägern aufliegen. Die Träger werden von den Pfahlreihen *V* und *H* gestützt. Der Senkkasten wird von seiner ursprünglichen Lage I aus lotrecht abgesenkt und, sobald er auf dem Boden aufsteht (Zustand II), ausgehängt. Die weitere Absenkung bis zur endgültigen Stellung III geht genau so vonstatten wie bei einer Versenkung vom Lande aus, und läßt sich gleichfalls im voraus berechnen. Nur muß durch sorgfältige Untersuchungen der Flußsohle die Höhenlage genau festgelegt werden, in der der Senkkasten ausgehängt und mit den Schneiden auf den Boden gestellt werden soll. In Abb. 3, Zustand II ist der Kasten kurz vor dem Aushängen dargestellt. Die Schneiden sind rd. 0,5 m in die Sohle eingedrungen, wobei der Boden an der vorderen Schneide abgeschachtet ist, um sie infolge ihrer geringen Belastung nicht schon vorher aufstehen zu lassen. Die hintere Schneide ist unter Verdrängung der obersten aufgeweichten Schicht lotrecht bis zum festeren Boden vorgedrungen. Für diese Höhenlage ist das Vorsatzmaß *a* zu berechnen und danach die genaue Lage des Gerüstes und der Aufhängepunkte zu bestimmen.

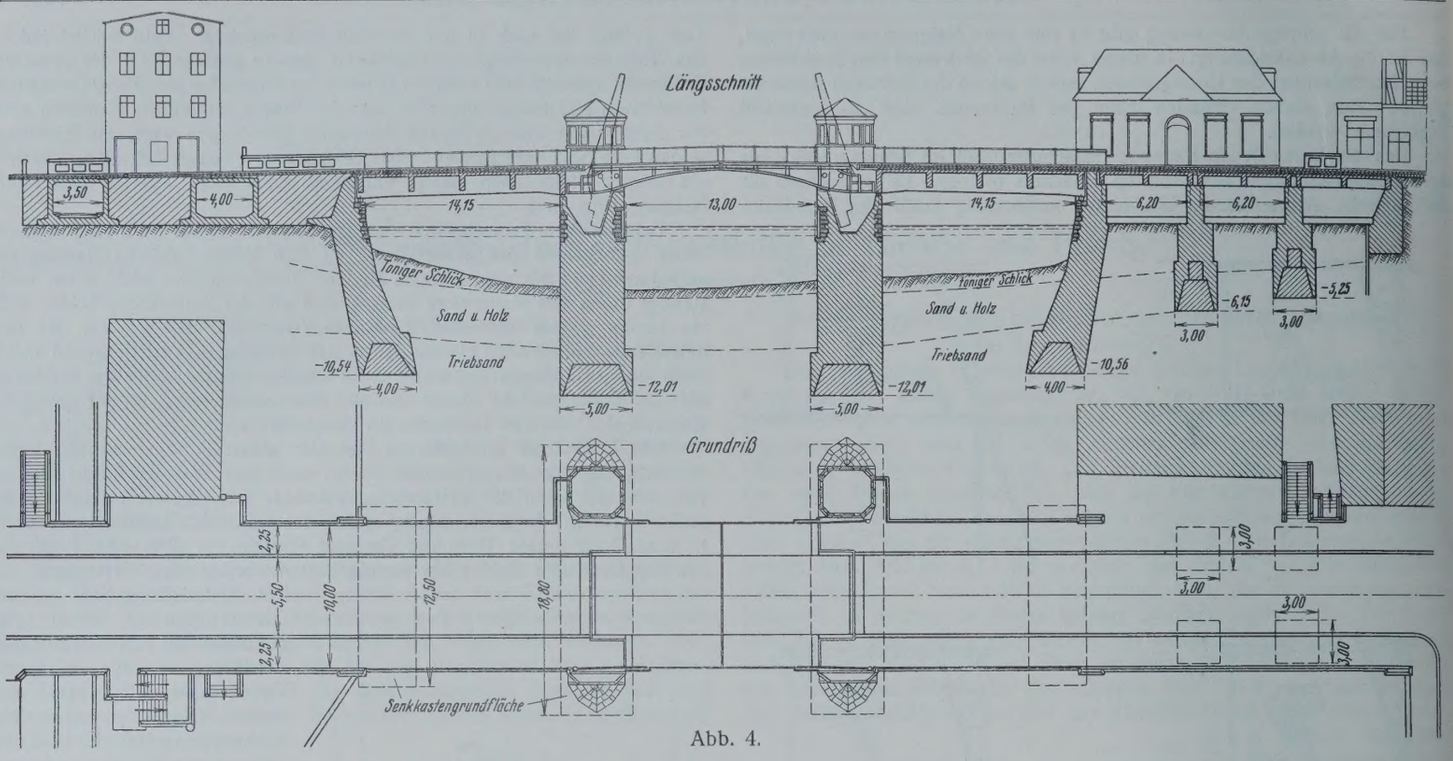


Abb. 4.

III. Die Entwicklung des Verfahrens bei den ersten Ausführungen.

a) Das Boberwehr bei Christianstadt.

Der erste schräge Senkkasten wurde im August und September des Jahres 1924 in Christianstadt am Bober abgesenkt. Hier war das hölzerne Wehr eines in Privathänden befindlichen Stauwerks dem Hochwasser zum Opfer gefallen, und an seiner Stelle wurde ein 15,5 m langer, 4 m breiter Senkkasten quer zur Stromrichtung schräg abgesenkt, der gleichzeitig als Grundschwelle und als Fundament der drei Wehrpfeiler diente. Er hatte daher die wagerechten Wasserdrücke auf die Schütztafeln aufzunehmen. Der Senkkasten wurde an einem Gerüst hängend betoniert und mittels Spindeln abgelassen. Seine Rückwand legte sich gegen zwei eiserne Träger NP $42^1/_2$, die in der beim Absenken einzuhaltenden Richtung 3:1 eingerammt waren und als Führung dienten.

b) Die Widerlager für die Eisenbahnbrücke über die Stör bei Plate.

Die nächste Anwendung des neuen Verfahrens wurde im Winter 1924/25 beim Bau der beiden Widerlager für die Eisenbahnbrücke über die Stör bei Plate i. Meckl. im Auftrage der Reichsbahndirektion Schwerin gemacht. Die Senkkasten hatten eine Grundfläche von je $3{,}5 \times 7$ m und wurden in einer Richtung von 4:1 abgesenkt. Beide konnten von Land aus in den Untergrund abgelassen werden. Da man der führenden Kraft des Erdbodens noch nicht traute, wurden zur Einhaltung der entwurfsgemäßen Richtung je zwei starke Profileisen eingerammt.

c) Die Übergangspfeiler für die „Hohe Brücke" in Elbing.

Die gleiche Vorsichtsmaßnahme wurde beim Absenken der beiden Übergangspfeiler für die Hohe Brücke in Elbing im Jahre 1925 getroffen (Abb. 4). Auch hier wurde von „Inseln" aus abgesenkt, und es waren mehrere Meter starke Schichten aus Schlick zu durchfahren. Da es aber infolge der vielen Hindernisse im Boden nicht gelang, die Führungsträger unbeschädigt einzurammen, wurde beim zweiten Pfeiler der Versuch gemacht, die Führungsträger im Abstande von 0,10 m hinter der entwurfgemäßen Absenkungslinie einzurammen, um sie im Notfall noch zur Führung benutzen zu können. Es zeigte sich, daß die Form des Senkkastens allein genügte, um durch die Führung im Boden ein Absenken in der gewollten Richtung 5:1 zu bewirken.

Infolge der schlechten und unübersichtlichen Bodenverhältnisse entschloß man sich in Elbing noch im letzten Augenblick dazu, die Übergangspfeiler um je 2 m tiefer zu gründen, als im Entwurf vorgesehen war, d. h. die Gründungs- gleich Absenktiefe wurde von 8,50 m auf 10,50 m, also um 23% vergrößert. Die statische Untersuchung ergab, daß die Resultierende trotzdem im mittleren Drittel blieb. Zur Sicherheit wurde bei dem bis oben mit Boden hinterfüllten östlichen Pfeiler ein Tornister angebracht, der die Resultierende wieder in die Mitte drückte.

d) Die Widerlager für die Straßenbrücke über den Großschiffahrtweg Berlin—Stettin bei Schwedt.

Im Gegensatze zu den Widerlagern in Plate und Elbing, die als wagerechte Kraft den Erddruck aufzunehmen hatten und daher vom Lande nach dem Wasser zu schräg abgesenkt wurden, handelte es sich bei der nächsten Anwendung des neuen Verfahrens beim Bau der Straßenbrücke bei Schwedt (1927) um die Aufnahme von Schüben einer weitgespannten Betonbogenbrücke. Hier mußten also die Widerlager vom Wasser nach der Landseite zu schräg in den Untergrund eingelassen werden. Die Absenkung geschah wieder von Inseln aus, und zwar zum ersten Male ohne Anwendung besonderer Maßnahmen zur Führung der Senkkasten im Erdreich, wie z. B. eingerammter Träger. Dies erschien zunächst gewagt in Anbetracht des Umstandes, daß der Erdboden, gegen den sich die Leitwand zu legen hatte, in den oberen Schichten aus frisch aufgeschüttetem Boden bestand, also nur mit einem verhältnismäßig geringen passiven Erddruck zu rechnen war. Anderseits steigt das Gelände auf dem linken Oderufer nach dem Lande zu an und wird durch daraufstehende, vom Widerlager nur 10 m entfernte Häuser belastet. Ein großer aktiver Erddruck auf die Vorder- (hier landseitige) Wand mußte also auftreten. Hinzu kam die Breite von 9,80 m des Senkkastens gegenüber der größten vorher angewandten Breite von 4 m. Trotz dieser veränderten Verhältnisse entschloß sich die ausführende Unternehmung, gestützt auf die früheren Erfahrungen und die Ergebnisse von Berechnungen, die nach Art der im Abschnitt IV dargelegten Untersuchungen angestellt wurden, die schräge Absenkung der beiden Widerlager mit der vollen Verantwortung für das Gelingen und der genauen Einhaltung der entwurfsgemäßen Absenkrichtung 5:1 zu übernehmen. Der Erfolg der unter dauernder strengen Kontrolle durch das staatliche Neubauamt ausgeführten schrägen Druckluftgründung war durchschlagend. Die beiden Grundkörper erreichten ihre Sollage mit größter Genauigkeit, d. h. mit kaum meßbarer Abweichung. Das neue Verfahren hat hierbei seine Feuerprobe bestanden, sich glänzend bewährt und dadurch das Stadium des Probierens verlassen, um ebenbürtig neben anderen bewährten Methoden zu bestehen.

Eine eingehende Schilderung des Neubaues dieser Brücke hat Regierungs- und Baurat Kaumanns in seinem auf dem Betontage in München 1928 gehaltenen Vortrage gegeben, der in der „Bautechnik" 1928, Heft 29, abgedruckt ist, und auf den hier verwiesen sei. Abb. 8 bis 12 dieser Veröffentlichung zeigen die schematische Darstellung des Absenkvorganges der schrägen Widerlager und Lichtbilder davon.

Eine weitere Beschreibung des Baues der Schwedter Brücke aus der Feder des Regierungsbaurats Dr.-Ing. Freund erscheint in nächster Zeit in der „Zeitschrift für Bauwesen".

e) Weitere Ausführungen.

Im Sommer 1928 wurde das linke Widerlager für die Bolkobrücke in Oppeln schräg abgesenkt. Hier handelt es sich wie in Plate und Elbing um das Landwiderlager einer Balkenbrücke. Das Bauwerk bietet also nichts Bemerkenswertes mehr.

Ein ähnliches Widerlager für eine Balkenbrücke befindet sich auf der Baustelle für die Werderbrücke über die Norderoder in Breslau in der Ausführung. Der Senkkasten hierfür soll von einem Aufhängegerüst aus abgelassen werden.

Schließlich sind zurzeit die Arbeiten für das schräge Absenken zweier der größten je ausgeführten Senkkasten im Gange. Es handelt sich um die beiden Pfeiler für die Kanalbrücke des Schiffshebewerks bei Niederfinow, von denen der größere eine Grundfläche von 17 × 32 m hat.

IV. Die Theorie der schrägen Absenkung mit Führung durch den Erdboden.

a) Die wirkenden Kräfte.

Um die praktische Ausführbarkeit des schrägen Absenkens von Grundkörpern für jeden Einzelfall auf rechnerischem Wege feststellen zu können, ist es erforderlich, die dabei auftretenden Kräfte zu erkennen. In Abb. 5 ist der Querschnitt eines Grundkörpers während der schrägen Absenkung, und zwar im Zustande der langsamen Abwärtsbewegung dargestellt, und es sei bei den folgenden Untersuchungen ein Stück von 1 m Länge aus einem praktisch unendlich langen Körper herausgeschnitten. Von den eingeschriebenen Buchstaben bedeuten:

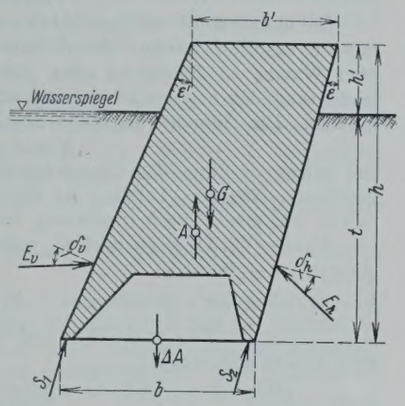


Abb. 5.

- ε den Winkel der Rückwand gegen die Lotrechte (Absenkwinkel),
- ε' den Winkel der Vorderwand gegen die Lotrechte,
- t das Maß, um das die Schneiden des Senkkastens in den Boden (hier gleichzeitig in das Grundwasser) eingedrungen sind,
- h die Gesamthöhe des Grundkörpers von Unterkante Schneide bis Oberkante Aufmauerung in der Lotrechten gemessen,
- h' die Höhe der Aufmauerung über Geländeebene (hier gleichzeitig Wasserspiegel),
- b die Breite des Senkkastens,
- b' die Breite des Grundkörpers in Höhe der Oberkante Aufmauerung.

Die wirkenden Kräfte sind:

G = Gewicht des Grundkörpers, angreifend im Schwerpunkt und lotrecht nach unten gerichtet. G ist während der Absenkung in weiten Grenzen beeinflußbar; durch höheres Aufmauern oder Aufbringen von künstlicher Belastung kann es vergrößert, durch Aussparen von Hohlräumen im Grundkörper oberhalb des Senkkastens kann es verringert werden.

A = Auftrieb des Wassers, die resultierende Kraft aus den verschiedenen auf die Flächen des Grundkörpers wirkenden Wasserdrücken unter der Annahme wasserdurchlässigen Untergrundes. Er ist gleich dem Gewicht der verdrängten Wassermenge, also gleich dem Inhalt des unter Wasser befindlichen Teiles des Grundkörpers einschließlich des Arbeitsraumes, weil ja aus diesem das Wasser vermittels der Druckluft herausgepreßt ist. Der Angriffspunkt liegt im Schwerpunkte der verdrängten Wassermenge, und die Kraft ist lotrecht nach oben gerichtet. Die Größe des Auftriebes ist gleichfalls für kurze Zeitdauer beeinflußbar durch plötzliches Vermindern des Luftdrucks in der Arbeitskammer, das nur so kurze Zeit andauert, daß das Wasser aus dem Untergrund nicht nachfolgen kann. Da der Wasserdruck auf die Wände bestehen bleibt, wird die Verminderung bei der Rechnung zweckmäßig durch die neu eingeführte Kraft ΔA berücksichtigt, die in der Mitte der Senkkastengrundfläche lotrecht nach unten wirkt. Ihre Größe ist bei Verminderung des Luftdrucks um Δp kg/cm² $= \Delta p \cdot 10$ t/m², $\Delta A = b \cdot l \cdot \Delta p \cdot 10$ in t, wobei b und l in m eingesetzt werden.

E_v = Erddruck auf die vordere Wand des Grundkörpers. Es handelt sich hier um aktiven Erddruck, daher darf der Angriffspunkt mit genügender Genauigkeit als im unteren Drittelpunkt wirkend angenommen werden. Er ist unter dem Winkel δ_v zur Normalen der Vorderwand gerichtet. δ_v ist im Falle paralleler Vorder- und Rückwand ($\varepsilon' = \varepsilon$) negativ und gleich dem Reibungswinkel zwischen Mauerwerk und Boden, also zumeist gleich $-\varrho$. Ist $\varepsilon' > \varepsilon$, so löst sich die Vorderwand beim Absenken vom Boden, letzterer stürzt nach, und es kann sich ein anderes δ_v einstellen.

Die Coulombsche Erddrucktheorie ist in der Hauptsache zur Berechnung des Bodendrucks auf Stützmauern bestimmt und berücksichtigt den Fall, daß die Stützmauer nachgibt und der Boden auf einer Gleitebene nachrutscht, deren Lage so gewählt ist, daß der Erddruck einen Größtwert annimmt. Dagegen kommt es hier darauf an, die tatsächlich auftretenden Gleitebenen, Erddrücke und Reibungswinkel zu erkennen. Aus Rückrechnungen auf Grund von Beobachtungen bei ausgeführten Absenkungen läßt sich ein Schluß auf die Anwendbarkeit der gewöhnlichen Erddruckberechnung auf die hier vorliegenden Verhältnisse ziehen. Im Absatz g) ist eine solche Rückrechnung durchgeführt.

S_1 und S_2 sind die Reaktionsdrücke des Bodens gegen die Unterflächen der Schneiden und als solche zunächst unbekannt und erst aus den übrigen wirkenden Kräften zu ermitteln. Sie können jedoch in weiten Grenzen beeinflußt werden. Durch Abgraben des Bodens unter den Schneiden wird seine Tragfähigkeit bis 0 herabgesetzt, ein Eindringen der Schneiden in den Boden vergrößert die tragenden Flächen und damit auch die Größe der zu übertragenden Kräfte. Diese schwanken also von 0 bis zur vollen Tragfähigkeit des Bodens in der jeweiligen Tiefe.

Die Kräfte S_1 und S_2 sind einander nicht gleich, denn sie haben die Aufgabe, den Kippmomenten, die durch die anderen Kräfte hervorgerufen werden, entgegenzuwirken.

E_h = Gegendruck des Bodens auf die Rückwand des Grundkörpers. Der Reibungswinkel δ_h zwischen Boden und Wand ist wie bei E_v negativ und darf dem inneren Reibungswinkel ϱ gleich gesetzt werden. Da sich der abzusenkende Grundkörper mit seiner Rückwand gegen den Boden legt und an ihm herabgleitet, hat der Boden an dieser Stelle die Führung auszuüben, die erforderlich ist, um den gewollten Absenkwinkel einzuhalten. Der Gegendruck E_h ist größer als der aktive Erddruck. Seine obere Grenze ist durch die Größe des passiven Erddrucks bestimmt.

Der Angriffspunkt von E_h ist nicht bekannt. Da bereits drei unbekannte Reaktionen (S_1, S_2 und E_h) vorhanden sind, und zur Lösung nur drei Grundgleichungen zur Verfügung stehen (siehe unten), macht dieser Umstand die Aufgabe statisch unbestimmt. E_h ist jedoch dadurch gekennzeichnet, daß seine Größe zwischen den Werten für den (aktiven) Erddruck und den (passiven) Erdwiderstand liegt und neben dem Gewicht des Grundkörpers im wesentlichen von der Größe der Kraft E_v beeinflußt wird; daher darf angenommen werden, daß der Angriffspunkt in der Nähe des unteren Drittelpunktes von t liegt. Im Absatz g) ist nach den Beobachtungen beim Absenken der Übergangspfeiler für die Hohe Brücke in Elbing eine Rückrechnung gemacht, die die vorstehende Behauptung stützt.

Nicht in Ansatz gebracht sind in dieser Aufstellung die Bodendrücke auf die Stirnseiten der Grundkörper und auf die Querschneiden, weil ein unendlich langer Körper angenommen war. Da der folgenden Untersuchung die Ungenauigkeiten der Erddruckrechnung anhaften, erscheint es zulässig, dieses Verfahren überall da anzuwenden, wo die Länge des Senkkastens ein Mehrfaches seiner Breite beträgt. Wenn sich jedoch der Grundriß dem Quadrat nähert, müssen die Kräfte der Stirnseiten eingeführt werden. Die wagerechten Komponenten der Erddrücke auf die Stirnwände heben sich dabei auf, und nur die der Absenkrichtung entgegengesetzt wirkenden Reibungskräfte brauchen in die Rechnung eingesetzt zu werden. Die Bodendrücke auf die Querschneiden (s_1 und s_2) wirken ebenfalls in derselben Richtung und sind ohne besondere Schwierigkeit zu berücksichtigen.

b) Die drei Grundgleichungen.

Der schräg abzusenkende Grundkörper befinde sich, wie oben gesagt, im Zustande der langsamen Abwärtsbewegung. Er darf deshalb als im Gleichgewicht befindlich betrachtet werden, und es stehen daher die drei Grundgleichungen zur Verfügung, die die Lösung von drei Unbekannten zulassen, nämlich

(1) die Summe aller Kräfte in der Absenkrichtung = 0,
(2) die Summe aller Kräfte senkrecht zur Absenkrichtung = 0,
(3) die Summe der Momente aller Kräfte bezogen auf einen Drehpunkt = 0

Werden die Komponenten in der Absenkrichtung mit A', G', E' und diejenigen senkrecht dazu mit A'', G'', E'' bezeichnet, so lauten die beiden ersten Grundgleichungen:

$$(1\,a) \qquad G' - A' - \Delta A' - E_v' - E_h' - S_1 - S_2 = 0,$$

$$(2\,a) \qquad A'' - \Delta A'' - G'' - E_v'' - E_h'' = 0,$$

oder die Komponenten durch die Hauptkräfte ausgedrückt:

$$(1\,b) \quad \begin{cases} G \cdot \cos\varepsilon - A \cdot \cos\varepsilon + \Delta A \cdot \cos\varepsilon - E_v \cdot \sin(\delta_v + \varepsilon - \varepsilon') \\ \qquad\qquad - E_h \cdot \sin\delta_h - S_1 - S_2 = 0, \end{cases}$$

$$(2\,b) \quad \begin{cases} A \cdot \sin\varepsilon - \Delta A \cdot \sin\varepsilon - G \cdot \sin\varepsilon - E_v \cdot \cos(\delta_v + \varepsilon - \varepsilon') \\ \qquad\qquad + E_h \cdot \cos\delta_h = 0. \end{cases}$$

c) Die Eindringungstiefe t_1 in das Erdreich, von der ab der Boden die Führung übernimmt.

Ein Senkkasten, der vom Lande aus schräg abgesenkt werden soll, steht mit den Schneiden zunächst auf der Erdoberfläche und setzt sich bei beginnender Absenkung zuerst lotrecht nach unten. Nachdem er ein Stück in den Boden eingedrungen ist, wird dem Erddruck auf die Mauerflächen Gelegenheit zu seinem Entstehen und Wirken gegeben. Der Weg der Schneiden und damit des Senkkastens beginnt von der Lotrechten abzuweichen, und zwar so lange, bis der beabsichtigte Winkel erreicht ist. Die Kurve ist in Abb. 6 dargestellt. Sie schneidet die Aufstellungsebene des Senkkastens im Punkte A unter einem Winkel von 90° und berührt die Absenklinie in der Tiefe t_1 im Punkte B. Die Größe von t_1 ist durch die Bedingung gegeben, daß im Punkte B der auf die Rückwand des

Senkkastens wirkende (passive) Erdwiderstand E_{hp} groß genug ist, um den Senkkasten richtig zu führen, also der zweiten Grundgleichung genügt. Es muß also sein:

$$E_{hp} = E_h \quad \text{oder nach Gl. 2b, wenn } \Delta A = 0 \text{ bleibt,}$$

$$E_{hp} = \frac{1}{\cos \delta_h} \left[G \cdot \sin \varepsilon - A \cdot \sin \varepsilon + E_v \cdot \cos (\delta_v + \varepsilon - \varepsilon') \right].$$

In dieser Gleichung lassen sich ausdrücken:

$$E_{hp} = f_{hp}\, t_1^2,$$
$$E_v = f_v\, t_1^2,$$

wobei f_{hp} und f_v gleichbleibende Faktoren sind, z. B. nach Krey $\frac{\gamma^e \cdot \lambda}{2}$.

Weiterhin ist $A = b\, t_1$.

G ist konstant, weil der Senkkasten im ersten Teil der Absenkung nicht durch weiteres Aufmauern beschwert wird. Die Winkel δ_h, δ_v, ε und ε' sind ebenfalls konstant und bekannt.

Diese Ausdrücke eingesetzt, ergibt eine Gleichung, in der nur noch t unbekannt und daher zu bestimmen ist.

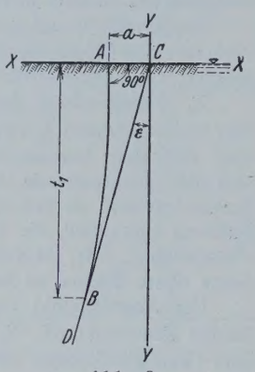


Abb. 6.

$$f_{hp}\, t_1^2 = \frac{1}{\cos \delta_h} [G \cdot \sin \varepsilon - b\, t_1 \cdot \sin \varepsilon + f_v\, t_1^2 \cdot \cos (\delta_v + \varepsilon - \varepsilon')]$$

$$t_1^2 + t_1\, b \cdot \frac{\sin \varepsilon}{f_{hp} \cdot \cos \delta_h - f_v \cdot \cos (\delta_v + \varepsilon - \varepsilon')}$$
$$- G \cdot \frac{\sin \varepsilon}{f_{hp} \cdot \cos \delta_h - f_v \cdot \cos (\delta_v + \varepsilon - \varepsilon')} = 0.$$

Wird der Ausdruck

$$\frac{\sin \varepsilon}{f_{hp} \cdot \cos \delta_h - f_v \cdot \cos (\delta_v + \varepsilon - \varepsilon')} = m$$

gesetzt, so geht die Gleichung über in

$$t_1^2 + t_1\, b\, m - G\, m = 0;$$

hieraus ist

$$(4) \qquad t_1 = -\frac{b\, m}{2} + \sqrt{\left(\frac{b\, m}{2}\right)^2 + G\, m}.$$

d) Der Weg des Senkkastens bis zur Tiefe t_1 (Absenkkurve).

Ist t_1 gefunden, handelt es sich darum, die Gestalt der Kurve kennenzulernen, damit das Vorsatzmaß a bestimmt werden kann, um das der Senkkasten gegenüber der theoretischen Absenklinie vorgesetzt werden muß. Wird wie in Abb. 6 ein Koordinatensystem zugrunde gelegt, dessen x-Achse die wagerechte Geländelinie und dessen y-Achse die Lotrechte im Schnitt der Absenklinie C—D mit der Geländelinie bildet, so besteht für die gesuchte Kurve die Bedingung, daß sie die x-Achse im rechten Winkel schneidet und die Absenklinie im Punkte B mit der Ordinate $y = t_1$ und der Abszisse $x = t_1 \cdot \operatorname{tg} \varepsilon$ berührt. Ihre Richtung ist also im Punkte B $\frac{dx}{dy} = \operatorname{tg} \varepsilon$.

Für die Zunahme des Richtungswinkels $\frac{dx}{dy}$ von 0 im Punkte A bis $\operatorname{tg} \varepsilon$ im Punkte B ist die Zunahme des Erdwiderstandes in der durchfahrenen Tiefe maßgebend. $\frac{dx}{dy}$ wächst also von 0 bis $\operatorname{tg} \varepsilon$ im selben Verhältnis, wie E_{hp} von 0 bis $f_{hp}\, t_1^2$ zunimmt. Es ist demnach:

$$\frac{dx}{dy} = \operatorname{tg} \varepsilon \cdot \frac{f_{hp}\, y^2}{f_{hp}\, t_1^2} = \frac{\operatorname{tg} \varepsilon}{t_1^2} \cdot y^2 \quad \text{oder}$$

$$(5) \qquad \frac{t_1^2}{\operatorname{tg} \varepsilon} \cdot dx - y^2\, dy = 0.$$

Dies ist die Differentialgleichung für die gesuchte Kurve, die integriert wird:

$$\frac{t_1^2}{\operatorname{tg} \varepsilon} \int dx - \int y^2\, dy = \text{konst}$$
$$\frac{t_1^2}{\operatorname{tg} \varepsilon} \cdot x - \frac{y^3}{3} = \text{konst}$$

Diese Konstante berechnet sich aus der Bedingung, daß die Ordinaten im Punkte B sind:

$$x = t_1 \operatorname{tg} \varepsilon$$
$$y = t_1$$
$$\frac{t_1^2\, t_1 \operatorname{tg} \varepsilon}{\operatorname{tg} \varepsilon} - \frac{t_1^3}{3} = \text{konst}$$
$$\text{konst} = \frac{2\, t_1^3}{3}.$$

In die Gleichung der Absenkkurve eingesetzt, nimmt diese die Form an:

$$\frac{t_1^2}{\operatorname{tg} \varepsilon} \cdot x - \frac{y^3}{3} = \frac{2\, t_1^3}{3}$$

oder

$$(6) \qquad y^3 = \frac{3\, t_1^2}{\operatorname{tg} \varepsilon} \cdot x - 2\, t_1^3.$$

Das ist die Gleichung einer kubischen Parabel, deren Scheitel um a vom Koordinationsanfangspunkt entfernt liegt; a wird durch Einsetzen von $y = 0$ gefunden:

$$(7) \qquad a = x' = \frac{2}{3} \cdot t_1 \operatorname{tg} \varepsilon.$$

e) Die kleinsten und größten zulässigen Gewichte der schräg abzusenkenden Grundkörper in den verschiedenen Absenktiefen.

Die Grenzen für das Gewicht des schräg abzusenkenden Grundkörpers müssen ermittelt werden, damit man weiß, wie hoch die Aufmauerung über Wasser zu führen ist oder geführt werden darf, und ob zur Erleichterung des Körpers Hohlräume in seinem Innern angeordnet werden müssen. Die Aufmauerungshöhe über Wasser h' ist nach Abb. 8

$$h' = h - t.$$

Bei bekannter Form des Grundkörpers gehört zu jedem Gewicht G eine bestimmte Höhe h. Letztere ist also eine Funktion von G; somit sind $\min h'$ und $\max h'$ nach Ermittlung von $\min G$ und $\max G$ bekannt.

Werden Gl. 1b u. 2b nach E_h aufgelöst und die rechten Seiten gleich gesetzt, so ergibt sich:

$$[G \cdot \cos \varepsilon - A \cdot \cos \varepsilon + \Delta A \cdot \cos \varepsilon - E_v \cdot \sin (\delta_v + \varepsilon - \varepsilon') - S_1 - S_2] \cos \delta_h$$
$$= [G \cdot \sin \varepsilon - A \cdot \sin \varepsilon + \Delta A \cdot \sin \varepsilon + E_v \cdot \cos (\delta_v + \varepsilon - \varepsilon')] \sin \delta_h$$

oder anders angeordnet:

$$(8) \qquad \begin{cases} (G - A + \Delta A)(\cos \varepsilon - \sin \varepsilon \cdot \operatorname{tg} \delta_h) - E_v [\sin (\delta_v + \varepsilon - \varepsilon') \\ \qquad + \cos (\delta_v + \varepsilon - \varepsilon') \operatorname{tg} \delta_h] - (S_1 + S_2) = 0 \end{cases}$$

nach G aufgelöst

$$(9) \qquad \begin{cases} G = A - \Delta A \\ \qquad + \dfrac{E_v [\sin (\delta_v + \varepsilon - \varepsilon') + \cos (\delta_v + \varepsilon - \varepsilon') \operatorname{tg} \delta_h] + (S_1 + S_2)}{\cos \varepsilon - \sin \varepsilon \cdot \operatorname{tg} \delta_h}. \end{cases}$$

Werden

$$\sin (\delta_v + \varepsilon - \varepsilon') + \cos (\delta_v + \varepsilon - \varepsilon') \operatorname{tg} \delta_h = p$$
$$\cos \varepsilon - \sin \varepsilon \cdot \operatorname{tg} \delta_h = q \quad \text{gesetzt,}$$

so heißt die Gleichung:

$$(9a) \qquad G = A - \Delta A + \frac{E_v\, p + (S_1 + S_2)}{q}.$$

Die Kraft G ist hier als Unbekannte gesetzt, während auf der rechten Seite der Gleichung die Reaktionsdrücke S_1 und S_2 unter den bekannten Kräften erscheinen. Ihre Einzelwerte sind zwar erst auf Grund der dritten Grundgleichung zu ermitteln, für ihren Gesamtwert kann jedoch eine Annahme gemacht werden; denn das gesuchte G soll ja gerade so groß werden, wie es unter anderem auch die Drücke unter den Schneiden erlauben. Es ist zu setzen:

a) zur Errechnung von $\min G$
- für ΔA eine Verminderung des Auftriebes infolge Abblasens von Druckluft aus der Arbeitskammer, die je nach Bodenbeschaffenheit nur so weit getrieben werden darf, daß keine größeren Bodenmengen in den Arbeitsraum eindringen,
- für $(S_1 + S_2)$ der Bodendruck, den eine der beiden Schneiden aufnehmen kann, wenn die Kraft der anderen Null wird;

b) zur Errechnung von $\max G$
- für $\Delta A = 0$,
- für $(S_1 + S_2)$ wie unter a).

Sind hiernach die Werte für $\min G$ und $\max G$ gefunden, bedürfen sie einer Nachprüfung insofern, als für $(S_1 + S_2)$ bis jetzt nur der Gesamtwert eingesetzt war, und erst die Trennung in die Einzelwerte S_1 und S_2 beurteilen läßt, ob sich diese in zulässigen Grenzen halten.

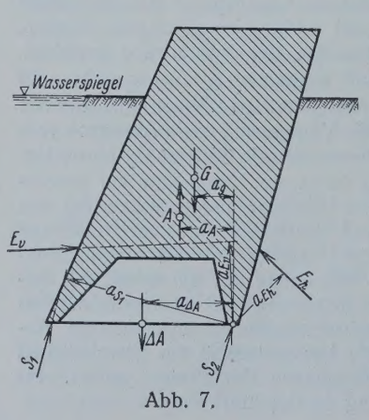


Abb. 7.

Da die Summe $(S_1 + S_2)$ bekannt ist, handelt es sich nur um die Bestimmung einer der beiden Kräfte. Hierzu dient die Grundgleichung 3, nach der die Momente aller Kräfte um einen Punkt, zweckmäßig um den Schnittpunkt der Kraftrichtung von S_1 oder S_2 mit derjenigen von E_h, oder, wenn E_h aus Gl. 1b oder 2b bestimmt wird, um den Angriffspunkt von S_1 oder S_2 angesetzt werden. Die Hebelarme der einzelnen Kräfte werden am einfachsten einer Zeich-

nung entnommen, in die der Grundkörper sowie Lage und Richtung der wirkenden Kräfte maßstäblich eingetragen sind.

Wenn die im Sinne des Uhrzeigers drehenden Momente als negativ bezeichnet werden, ist z. B. nach Abb. 7:

$$(10) \qquad S_1 = \frac{1}{a_{S_1}} (G\,a_G - E_h\,a_{Eh} - A\,a_A - \Delta A\,a_{\Delta A} - E_v\,a_{Ev}).$$

f) Die größtmöglichen Werte für den Absenkwinkel ε und die Absenktiefe t.

Je größer der Absenkwinkel ε gewählt wird, mit um so größerer Kraft legt sich der Grundkörper mit seiner Rückenfläche gegen den Boden, und um so größer wird mit dem Gegendruck E_h die Reibung zwischen Wand und Erdreich. Bei einer gewissen Eindringungstiefe stellt sich schließlich ein Zustand heraus, in dem die Kräfte, die die Absenkbewegung hervorrufen, nicht mehr genügen, um die entgegengesetzt gerichteten Kräfte zu überwinden. Dies ist der Fall, wenn nach Gl. 1a:

$$(11) \qquad G' + \Delta A' \leqq A' + E_v' + E_h' + (S_1 + S_2),$$

wobei für G' und $\Delta A'$ die höchst erreichbaren, für $(S_1 + S_2)$ die niedrigst zulässigen Werte eingesetzt werden. Vermittels Gl. 11 kann also festgestellt werden, ob bei einer bestimmten Tiefe t und einem bestimmten Winkel noch ein Absenken möglich ist, bezw. ist zu bestimmen:

a) der größtmögliche Winkel max ε bei gegebenen Abmessungen und gegebener Gründungstiefe,

b) die größtmögliche Gründungstiefe bei gegebenen Abmessungen und gegebenem Winkel ε.

Bei Fall a) sind der Auftrieb A, seine zulässige Verminderung ΔA, das größte erreichbare Gewicht G des Grundkörpers und die Summe der Schneidendrücke $(S_1 + S_2)$ bekannt, alles im Zustande der Schlußsenkung, also beim Erreichen der verlangten Gründungstiefe. Der Erddruck E_v ist nur vom Winkel ε abhängig, während E_h auch Gl. 2b genügen muß. Wird Gl. 11 durch cos ε dividiert, so ergibt sich der Ausdruck

$$G + \Delta A - A = \frac{1}{\cos \varepsilon} [E_v' + E_h' + (S_1 + S_2)].$$

Nach Gl. 9 ist unter Einsetzen des aus Gl. 2b errechneten Wertes für E_h

$$(12) \qquad G + \Delta A - A = \frac{E_v [\sin(\delta_v + \varepsilon - \varepsilon') + \cos(\delta_v + \varepsilon - \varepsilon') \cdot \operatorname{tg} \delta_h] + S_1 + S_2}{\cos \varepsilon - \sin \varepsilon \cdot \operatorname{tg} \delta_h}$$

oder nach Gl. 9a

$$(12a) \qquad G + \Delta A - A = \frac{E_v\,p + (S_1 + S_2)}{q}.$$

Die einzige Unbekannte in dieser Gleichung ε tritt sowohl in E_v als auch in den Winkelfunktionen $\sin(\delta_v + \varepsilon - \varepsilon')$, $\cos(\delta_v + \varepsilon - \varepsilon')$, $\cos \varepsilon$ und $\sin \varepsilon$ auf, die Auflösung nach ε ist zwar rechnerisch möglich, doch sei hier der Weg gewählt, daß man $(G + \Delta A - A)$ für verschiedene Werte von ε ausrechnet und in der Weise in ein Koordinatensystem einträgt, daß jeweils ε die Abszisse und $(G + \Delta A - A)$ die Ordinate bildet. Die Punkte verbindet man zu einer Kurve und kann aus ihr für den tatsächlich vorhandenen Wert von $(G + \Delta A - A)$ das dazu gehörige max ε aufsuchen.

Hiernach bleibt gemäß Abschnitt e) zu untersuchen, ob S_1 und S_2 in zulässigen Grenzen bleiben; wenn nicht, ist max ε noch einmal unter Einführung eines verbesserten Wertes für $(S_1 + S_2)$ auszurechnen.

Im Falle b) ist der Grenzzustand wieder durch die Gl. 11 u. 12 ausgedrückt. Die Winkel und ihre Funktionen, also die Ausdrücke p und q, sind in diesem Falle bekannt, desgleichen können für ΔA und $(S_1 + S_2)$ zunächst geschätzte Werte eingeführt werden. In allen anderen Werten der Gl. 12 G, A und E_v ist die Absenktiefe t enthalten, d. h. sie sind Funktionen von t. Wenn also die bekannten Werte auf die linke Seite und die Funktionen der Unbekannten t auf die rechte Seite gebracht werden, so geht Gl. 12a in die Form über:

$$(13) \qquad G - A - E_v \cdot \frac{p}{q} = \frac{S_1 + S_2}{q} - \Delta A.$$

Die Ermittlung von max t aus dieser Gleichung geschieht zweckmäßig wie unter a) durch Aufzeichnen einer Kurve für $\left(G - A - E_v \cdot \frac{p}{q}\right)$ bei den verschiedenen Tiefen t, aus der diejenige Tiefe max t abgelesen werden kann, für welche Gl. 13 zutrifft. Zum Schluß ist wieder zu prüfen, ob der Wert für $(S_1 + S_2)$ richtig angenommen wurde.

g) Die Größe von δ_v und der Angriffspunkt von E_h.

Wird ein schräger Grundkörper bis in eine gewisse Tiefe abgesenkt, kann der Fall eintreten, daß die eine der beiden Schneiden voll untergraben werden kann, also die von ihr zu übertragende Kraft = 0 wird. Die von der anderen Schneide übertragene Kraft kann dann aus der Tragfähigkeit des Bodens annähernd geschätzt werden. Damit sind zwei bisherige Unbekannte gegeben und können zur Bestimmung zweier weiteren Unbekannten benutzt werden. Solche sind nach den Ausführungen in dem Absatz a) der Winkel δ_v und der Angriffspunkt von E_h.

In Abb. 8 ist der Querschnitt der beiden Übergangspfeiler für die Hohe Brücke in Elbing im Zustande der Schlußsenkung gezeichnet, wobei für die gebrochene Vorderwand eine gemittelte Linie angegeben ist. Bei beiden Pfeilern mußte die hintere (landseitige) Schneide völlig untergraben, und außerdem der Luftdruck im Arbeitsraum um 4 m Wassersäule vermindert werden, um die Absenkbewegung einzuleiten und im Gang zu halten. Die ganze Schneidenkraft ging über die vordere Schneide. Die Tragfähigkeit des Sandbodens unter der Schneide wird bei den vorliegenden Verhältnissen zu 5 bis 10 kg/cm² geschätzt, d. h. 1 lfd. m Schneide konnte 0,22 · 50 = 11 bis 0,22 · 100 = 22 t übertragen. Bei einer stärkeren Belastung hätte die Schneide mit beschleunigter Bewegung in den Boden eindringen müssen.

In Abb. 8 ist zunächst die Mittelkraft aus $G - A + \Delta A$ zu 63,4 − 32,2 + 16 = 47,2 t/lfd. m bestimmt und ihrer Lage nach eingetragen. Vorausgesetzt, es wirke überhaupt kein Erddruck E_v, dann kann die Kraft $G - A + \Delta A$ in dem Kräftedreieck ABC nach den bekannten Richtungen von S_1 und E_h zerlegt werden. S_1 müßte dann 38 t betragen, also bedeutend mehr, als das geschätzte max S von 22 t. Wird dann die Kraft

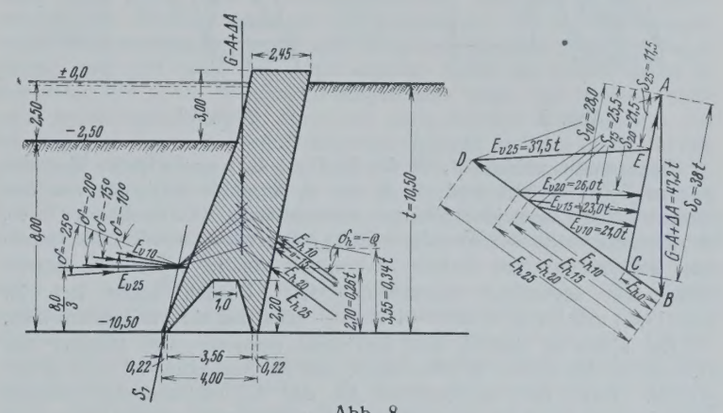


Abb. 8.

E_v, unter dem Winkel $\delta_v = 25°$ wirkend, eingeführt und danach E_{v25} genannt (nach den Tabellen von Krey bei $\varrho = 25°$, γ_e unter Wasser = 1,0 t/m³ berechnet), so entsteht der Kräftezug $ABDEA$, und S_1 wird 11,5 t groß. Dasselbe Verfahren ist für E_v unter den Winkeln −20°, −15° und −10° wirkend angewandt und ergab die in die Abb. 8 eingetragenen Werte für S_1. Wird E_v als in derselben Richtung wie E_h wirkend angenommen, wobei $\delta_v = +15°$ wird, ist S_1 wieder, wie wenn $E_v = 0$ wäre, gleich 38 t.

Hiernach entspricht den geschätzten Grenzen von S_1 ein Reibungswinkel δ_v von −25° bis −20°. Desgleichen geht aus der Ermittlung hervor, daß die nach der Theorie von Coulomb, die den Kreyschen Tabellen zugrunde liegt, errechneten Werte für E_v eine durchaus wahrscheinliche Größe besitzt. Wäre der Erddruck z. B. unter Annahme einer Gleitebene berechnet, die nicht max E ergibt, so wären die somit errechneten Werte für E_v kleiner, damit auch die in der Absenkungsrichtung wirkenden Komponenten, und es würden sich entsprechend höhere Schneidendrücke ergeben, was den Tatsachen widerspricht.

Es erscheint also berechtigt, die Kraft E_h nach den gebräuchlichen Verfahren zu berechnen und bei ähnlichen Pfeilerformen, wie gezeichnet, mit einem δ_v zu rechnen, das negativ und um einige Grad geringer ist als ϱ.

In Abb. 8 ist E_v zunächst mit der Schneidekraft S_1 und dann mit $G - A + \Delta A$ in Richtung von E_h zusammengesetzt und ermöglicht dadurch, den Angriffspunkt von E_h zu finden. Er liegt für $\delta_v = -25°$ in 0,27 t, für $\delta_v = -20°$ in 0,34 t, d. h. im Mittel etwas unter dem Drittelpunkt von t. Da hier der Boden an der Wasserseite tiefer liegt, als an der Landseite, würde im Falle, daß beide Oberflächen dieselbe Höhe haben, auch der Angriffspunkt von E_v und damit auch der von E_h höher rücken. Im allgemeinen darf daher gesagt werden, daß der Angriffspunkt E_h in der Nähe von 0,33 t, und zwar für Bauwerke von der abgebildeten Form zwischen 0,25 und 0,40 t liegt.

h) Beispiel mit Folgerungen für die Praxis.

Für den Absenkvorgang eines Grundkörpers, dessen Querschnitt Abb. 9 zeigt, sind die Berechnungen durchgeführt, deren Ergebnisse mit den daraus gezogenen praktischen Folgerungen im folgenden mitgeteilt seien:

Das Gewicht des Grundkörpers von 1 m Länge ist zu $G = 94{,}5$ t errechnet, der Auftrieb ist $A = 42$ t, ΔA wurde zu 14 t, entsprechend einer Ermäßigung des Luftdrucks um 3,5 m Wassersäule, angenommen, des-

gleichen als Wert für $(S_1 + S_2) = 16$ t, d. h. eine Schneide allein kann 16 t übertragen. Die Grundlagen für die Erddruckberechnungen sind $\gamma_e = 1{,}0$ t/m³ (unter Wasser), $\varrho = 25°$, $\delta_v = -20°$, $\delta_h = -25°$.

Zunächst wurde der größtmögliche Absenkwinkel max ε nach Gl. 12 durch Auftragen einer Kurve für die rechte Seite der Gleichung zu 15° gefunden, wobei der Wert für den Ausdruck $(G + \Delta A - A) = 66{,}5$ t, wie vorhanden, sein muß.

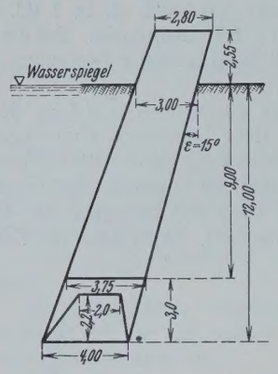


Abb. 9.

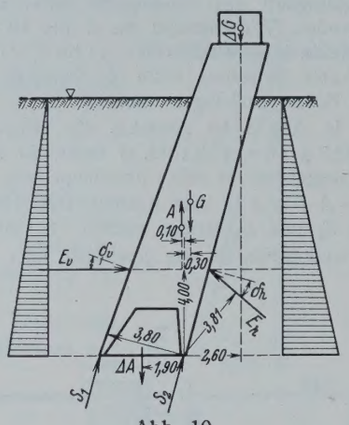


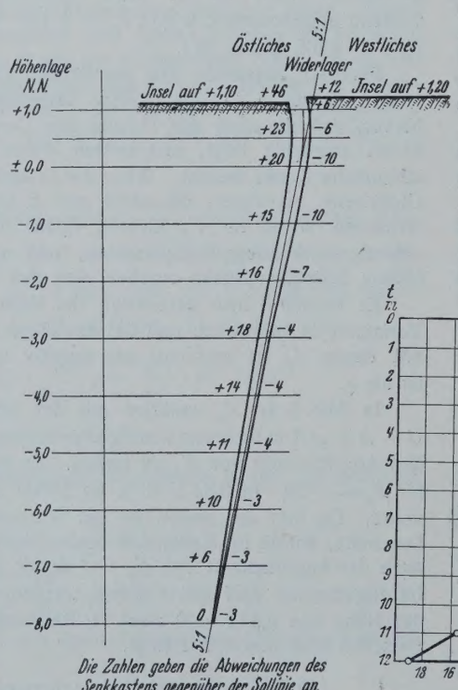
Abb. 10.

Dann wurde untersucht, ob der für $(S_1 + S_2)$ angenommene Wert von 16 t zu Recht besteht, und ob S_1 und S_2 imstande sind, das von den übrigen Kräften ausgeübte Moment aufzunehmen. Hierzu diente Gl. 10, für die nach Gl. 2a der Wert $E_h = 78{,}0$ t ausgerechnet wurde. Die Hebelarme sind zeichnerisch in Abb. 10 ermittelt, in der E_h als im unteren Drittelpunkt angreifend angenommen ist. Danach ergibt sich für $S_1 = 17{,}6$ t und für $S_2 = 16{,}0 - 17{,}6 = -1{,}6$ t, also ein unmöglicher Wert.

Die Kräfte S_1 und S_2 sind also nicht imstande, das Moment von 67,0 tm auf den Boden zu übertragen, und die Absenkung ist nicht sichergestellt. Wenn auch anzunehmen ist, daß das überschüssige Moment durch Inanspruchnahme des passiven Erdwiderstandes auf die Vorderseite aufgehoben werden kann, so ist doch damit wieder eine Vermehrung des Bewegungswiderstandes verbunden. Wird dieser durch vermehrtes Ablasen der Druckluft ausgeglichen, so vergrößert sich wieder das von den Schneiden aufzunehmende Moment, damit wieder der passive Erdwiderstand auf die Vorderseite und so fort, bis schließlich das Gleichgewicht des Grundkörpers vollends gestört wird, und dieser sich aufrichtet, d. h. bis der Winkel ε kleiner wird. Der Boden folgt an der Rückwand der Bewegung und legt sich wieder gegen diese, so daß der Grundkörper durch keine Kraft wieder in die richtige Lage zurückgebracht werden kann.

Bei Nachstürzen des Bodens gegen die Rückwand kann auch ein verstärkter (aktiver) Erddruck gerade in den oberen Schichten zur Wirkung kommen, der das Kippmoment vergrößert.

Der einzige Weg, dem überschüssigen Moment entgegenzuwirken, besteht in der Vergrößerung von G durch eine aufgebrachte Belastung $\Delta G = 2{,}4$ t (Abb. 10). Hierdurch vergrößert sich das Gewicht des Grundkörpers auf $G' = 96{,}9$ t. Da der Gesamtwert für den Ausdruck $(G' + \Delta A - A)$ nur = 72,5 t zu betragen braucht, kann ΔA um 2,4 t auf $\Delta A = 11{,}6$ t ermäßigt werden. Auch hierdurch verringert sich das von S_1 und S_2 aufzunehmende Moment, das sodann gleich $M' = 55{,}9$ t wird. Hieraus ergeben sich $S_1 = 14{,}7$ t und $S_2 = 16{,}0 - 14{,}7 = 1{,}3$ t. Die aufgebrachte Zusatzbelastung ΔG wirkt also in doppelter Beziehung günstig, und zwar einmal durch ihr eigenes Gewicht und zum anderen durch die Ermäßigung von ΔA.



Die Zahlen geben die Abweichungen des Senkkastens gegenüber der Sollinie an.

Abb. 11.

Die Tiefe t_1 ermittelt sich nach Gl. 4 bei einem Gewicht des Senkkastens von 11,5 t/lfd. m zu $t_1 = 0{,}49$ m. Die Gleichung der Absenkkurve oberhalb t_1 ist nach Gl. 6

$$y^3 = 2{,}69\,x - 0{,}235,$$

woraus sich für $a = 0{,}0875$ m = rd. 9 cm ergibt. In Abb. 6 ist die Kurve maßstäblich eingetragen.

Ist die „Insel", von der aus der Senkkasten abgesenkt wird, frisch aufgeschüttet, so ist ein lotrechtes Setzen des ganzen Bodens unter der Last des Senkkastens zu erwarten. Das Maß dieses Setzens sei s, dann vergrößert sich a um $s \cdot \operatorname{tg}\varepsilon$. Liegt außerdem die Flußsohle, auf die die Inselschüttung aufgebracht ist, schräg, so kann auch eine wagerechte Verschiebung nach der tieferen Seite zu stattfinden.

An dieser Stelle sei die Berechnung der Absenkkurve für die Widerlager der Schwedter Brücke eingefügt, um sie mit den gemessenen Kurven zu vergleichen.

Die Berechnungsunterlagen sind:

$G = 42{,}2$ t/lfd. m,
$\varepsilon = \varepsilon' = 11° 20'$ (Neigung 5 : 1),
$\varrho = 30°$, $\delta_h = 25°$, $\delta_v = 20°$,
$\gamma_e = 1{,}0$ t/m³,
$t_1 = 1{,}02$ m.

Die Gleichung der Absenkkurve ist nach Gl. 6

$$y^3 = 15{,}3\,x - 2{,}12$$

und

$$a = \frac{2}{3} \cdot t_1 \cdot \operatorname{tg}\varepsilon = 0{,}136 \text{ m} = 13{,}6 \text{ cm}.$$

In Abb. 11 sind die beiden Absenkkurven für die Widerlager der Schwedter Brücke nach den Messungen aufgetragen. Der zuerst abgesenkte Kasten des östlichen Widerlagers wurde um $a = 46$ cm vorgestellt. Trotz des starken Setzens der Aufschüttung nach der Rückseite des Senkkastens (hier nach dem Wasser) zu erwies sich das Maß als zu groß. Durch Kippen des Senkkastens und dadurch bewirkte Änderung der Neigung der Vorder- und Rückwand gelang es trotzdem, das Widerlager entwurfsmäßig hinzubringen. Das Maß $a = 12$ cm des zweiten Senkkastens war wieder zu gering: denn die Schneide ist um 10 cm über die Sollinie hinausgegangen. Auch hier gelang es, den Fehler wieder auszugleichen.

Die Tiefe t_1 kann nach den Kurven als in der Höhenlage ± 0,0 erreicht angesehen werden. Dann sind die tatsächlich aufgetretenen Maße a auf der

Ostseite $a = 46 - 20 = 26$ cm,
Westseite $a = 12 + 10 = 22$ cm.

Davon ist noch der Einfluß des schrägen Setzens der Schüttung abzuziehen, der nach den Kurven abgegriffen 12 cm für die Ostseite und 6 cm für die Westseite beträgt. Die hiernach für den Fall der festen, sich nicht setzenden Inselschüttung zurückgeführten Werte von a sind für die

Ostseite $26 - 12 = 14$ cm,
Westseite $22 - 6 = 16$ cm.

Die Übereinstimmung mit dem errechneten Wert $a = 13{,}6$ cm zeigt eine für die Praxis unwesentliche Differenz bis zu 2,4 cm. In Abb. 11 ist die errechnete Kurve eingetragen, wobei das lotrechte Setzen der Aufschüttung durch eine tiefere Annahme der Inseloberfläche berücksichtigt ist.

Die kleinsten und größten zulässigen Gewichte des schräg abzusenkenden Grundkörpers werden für die verschiedenen Tiefen t gemäß Abschnitt IV, e) berechnet.

Die zugehörigen Werte für die noch fehlende Unbekannte E_h sind nach Gl. 2b ermittelt, die Hebelarme der Kräfte zeichnerisch dargestellt

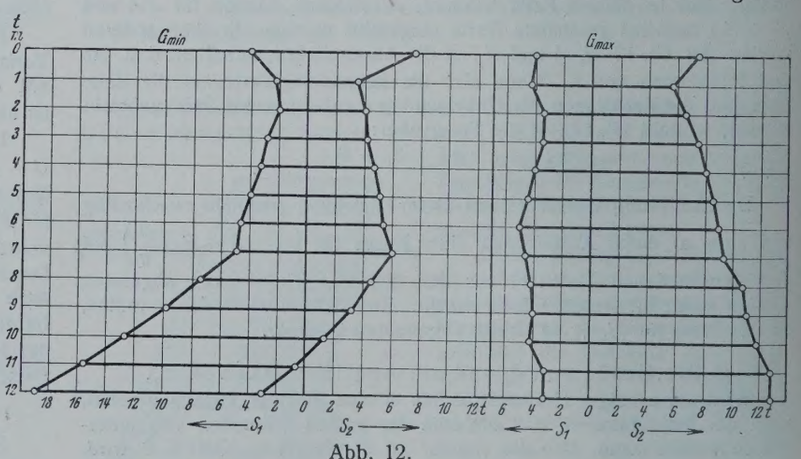


Abb. 12.

und aus den Momenten die Einzelwerte von S_1 und S_2 berechnet. In der folgenden Tabelle finden sich die gefundenen Zahlen:

Abb. 12 und die Tabelle geben außer über die Einzelkräfte S_1 und S_2 auch über den Einfluß der übrigen Kräfte auf das Moment und damit

t	min G					max G			
	min G	ΔA	E_h	S_1	S_2	max G	E_h	S_1	S_2
m	t	t	t	t	t	t	t	t	t
0	11,5	—	—	4,0	7,5	11,5	—	4,0	7,5
1	11,5	—	2,5	2,4	3,5	19,0	4,7	4,3	5,7
2	15,1	—	3,7	2,0	4,0	21,0	5,4	3,4	6,6
3	22,9	—	7,0	2,8	4,2	27,6	8,3	3,5	7,5
4	30,1	—	10,8	3,2	4,7	34,8	12,2	4,0	8,1
5	37,9	—	15,7	3,9	5,1	42,6	17,1	4,5	8,6
6	46,2	—	21,6	4,6	5,4	50,9	23,0	5,0	9,0
7	55,2	—	28,7	4,9	6,1	58,7	29,7	4,6	9,4
8	61,3	3,3	36,5	7,4	4,6	68,1	37,5	4,2	10,8
9	68,1	6,6	45,5	9,8	3,2	77,1	46,1	4,0	11,1
10	75,5	9,8	55,6	12,7	1,3	87,8	56,3	4,2	11,8
11	83,6	13,0	66,6	15,6	— 0,6	97,7	66,9	3,2	12,8
12	92,5	16,0	78,6	19,0	— 3,0	112,1	79,1	3,2	12,8

auf die Stabilität des Grundkörpers beim Absenken Aufschluß. Auffallend ist die große Wirkung der Verminderung des Luftdrucks im Arbeitsraum ΔA. Wie oben ausgeführt, wird durch ein zu großes ΔA die Beibehaltung des gewünschten Absenkwinkels ε ernstlich gefährdet, und es ist darum bei der praktischen Ausführung der schrägen Absenkung besonders in größerer Tiefe erforderlich, diesem Vorgang die größte Aufmerksamkeit zu schenken.

Bei der Absenkung der Widerlager in Elbing und Schwedt war die Aufmauerung bei der Schlußsenkung nur bis dicht über dem Wasserspiegel hochgeführt, in Schwedt hatten sie zur Erleichterung sogar Hohlräume erhalten. Deswegen mußte das fehlende Gewicht schon einige Meter vor Erreichung der endgültigen Tiefe durch Verminderung des Luftdrucks ausgeglichen werden. Hierbei war deutlich zu beobachten, wie die Hauptlast, die zunächst auf der hinteren Schneide lag, zur vorderen Schneide herüberwanderte.

V. Die statische Berechnung der Senkkasten für die schräge Absenkung.

Die besonderen Beanspruchungen, denen die Senkkasten für die schräge Absenkung gewachsen sein müssen, sind durch die vorstehenden Untersuchungen gegeben.

Für die Berechnung der Kammerwände gibt Brennecke in seinem Grundbau, 3. Aufl., Berlin 1906, S. 356, an, daß dem Bodendruck von außen keine große Bedeutung zukommt. H. Flach (Der Bau massiver Brückenpfeiler mit Preßluftgründung, Berlin 1917) schlägt sogar vor, diesen ganz zu vernachlässigen. Bei der schrägen Absenkung kommt er jedoch bestimmt zur Wirkung und ist bei der Berechnung mit seiner vollen Größe einzusetzen. Auf der vorderen Wand lastet der Boden als aktiver Erddruck, während er auf die hintere Wand den Reaktionsdruck auf den Grundkörper ausübt und, wie oben dargelegt, die Werte für den aktiven Erddruck überschreitet. Im Fall des völligen Ausbleibens der Preßluft schneidet sich der Kasten mit den Wänden in den Boden so weit ein, bis die in den Arbeitsraum gedrungenen und durch die Keilwirkung zusammengepreßten Bodenmengen imstande sind, die Last des Grundkörpers zu tragen. Die ungünstigste Annahme ist dann die, daß nur noch die neuen Kräfte S_1' und S_2' auf die Seitenwände wirken, und zwar unter dem Reibungswinkel δ' (Abb. 13). Die Aufgabe geht dann über in die Bestimmung der drei Unbekannten S_1', S_2' und E_h, wobei erstere beiden Kräfte nicht mehr parallel zueinander gerichtet sind. Die einfachste Lösung geschieht durch Ansetzen der Momente zur Bestimmung einer der drei Kräfte in bezug auf den Schnittpunkt der anderen beiden Kräfte. Die Hebelarme werden dabei aus der Zeichnung entnommen.

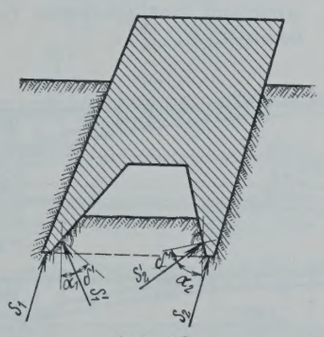


Abb. 13.

VI. Wirkung der schrägen Absenkung auf benachbarte Fundamente.

Ist ein schräg abgesenkter Grundkörper bis kurz vor der Schlußsenkung in den Boden eingedrungen, so kann es zum Einleiten der Bewegung erforderlich werden, den Luftdruck in der Arbeitskammer zu ermäßigen. Hierdurch wird das Gleichgewicht im Untergrund gestört, und das Grundwasser dringt quellenbildend in den Arbeitsraum nach. Je feiner und dichter die Bodenbeschaffenheit ist, um so mehr wird das Wasser zurückgehalten, aber auch um so mehr drückt das Wasser auf den Boden und versucht ihn in seiner Bewegung mitzureißen. Treibsand z. B. dringt beim Abblasen von Druckluft schnell und in großen Mengen in den Arbeitsraum ein. Er fließt von allen Seiten zu, und dadurch wird der um den Senkkasten herum anstehende Boden gelockert. Um etwaige nachteilige Wirkungen auf bestehende Fundamente, die in der Nähe schräg abzusenkender Körper stehen, voraussehen und rechtzeitig verhindern zu können, muß der Umkreis der Auflockerung bekannt sein.

Die Erfahrung hat gelehrt, daß die schräge Absenkung in dieser Beziehung nicht ungünstiger dasteht als die lotrechte Absenkung. Als Beweis seien folgende Tatbestände in ihrer zeitlichen Reihenfolge angegeben:

In Christianstadt wurde der Wehrkörper unmittelbar neben dem bestehenden, auf Pfählen gegründeten Radhaus abgesenkt. Da die Pfähle und Spundwände wahrscheinlich bis zur Gründungssohle des neuen Wehres hinabgerammt waren und der Boden aus Kies mit Steinen bestand, waren keine Setzungen des Radhauses zu befürchten und sind auch nicht eingetreten.

Beim Neubau der Eisenbahnbrücke über die Stör bei Plate handelte es sich um den Ersatz einer alten Drehbrücke durch eine feste Brücke. Der Drehpfeiler war auf zwei Brunnen gegründet, von denen der größere im Arbeitsraum des einen Senkkastens abgebrochen wurde. Der andere Brunnen blieb dicht hinter der Rückenfläche des Widerlagers, und zwar mit seiner Gründungssohle rd. 1 m höher als die des Senkkastens stehen. Nachdem die Absenkung bis kurz vor das Ende ohne Zwischenfall durchgeführt war, mußte der Luftdruck im Senkkasten vermindert werden, und dabei drang feiner Sand in den Arbeitsraum. Bald war es nicht mehr möglich, ein weiteres Absenken zu veranlassen. Durch Sondierungen wurde festgestellt, daß sich der alte Brunnen gegen das neue Widerlager geneigt und sich dabei mit seiner scharfen Kante aus Granit derart in den Beton des neuen Widerlagers eingefressen hatte, daß letzteres nicht mehr weiter sinken konnte, ohne den alten Brunnen mitzunehmen. Es hat sich also hier eine beeinträchtigende Wirkung der Absenkung auf das allerdings unmittelbar daneben liegende alte Fundament herausgestellt.

Der östliche Übergangspfeiler für die „Hohe Brücke" in Elbing wurde 7,5 m vom Scheffnerschen Wohnhause entfernt abgesenkt (Abb. 4 links). Das fragliche Gebäude war im Erdgeschoß massiv, darüber in Holzfachwerk errichtet, bestand aus Erdgeschoß, erstem und zweitem Geschoß und hatte vor etwa 20 Jahren ein weiteres Stockwerk erhalten. Die Untersuchung der Fundamente ergab eine Pfahlrostgründung, die aber nicht überall nachweisbar, also von äußerst zweifelhaftem Werte war. Da der Untergrund aus reinem Treibsand bestand, konnte eine ungünstige Einwirkung auf das Haus eintreten. Es wurde darum während der eigentlichen Absenkung von seinen Bewohnern geräumt und durch starke Stützen abgefangen. Höhenmarken dienten zur Beobachtung von Senkungen und Gipsbänder zur Kenntlichmachung von Rissen. Die durch den Magistrat der Stadt Elbing ausgeführten Messungen zeitigten das Ergebnis keinerlei Bewegungen an dem gefährdeten Hause, so daß dieses nach der Absenkung wieder bezogen werden konnte.

Noch ungünstiger lagen dfe Verhältnisse beim westlichen Übergangspfeiler (Abb. 4 rechts). Der Senkkasten hierfür wurde nur 1,5 m von der „Alten Börse" entfernt abgesenkt, einem zweistöckigen Holzfachwerkbau, dessen oberes Geschoß Verkaufsräume einer Eisenhandlung enthielt und dessen unteres Geschoß zur Lagerung von Kleineisenzeug diente. Das Haus steht auf einem Pfahlrost, von dem sich die Länge der einzelnen Pfähle nicht feststellen ließ. Dicht neben der „Alten Börse" herausgezogene Pfähle der alten Brücke gaben zu vermuten, daß die Spitzen etwa auf den Ordinaten — 7,50 bis 8,90 unter NN standen. Da der Übergangspfeiler bis — 10,50 abgesenkt werden mußte, wurde die dem Senkkasten zunächst stehende Pfahlreihe durch schwere Walzträger entlastet, die auf tief eingeschlagenen Pfählen abgestützt waren. Durch die angestellten Messungen und Beobachtungen konnten keinerlei Bewegungen des Hauses oder einzelner Pfähle festgestellt werden.

Diese günstigen Ergebnisse ließen es beim Neubau der Straßenbrücke in Schwedt unbedenklich erscheinen, das linke Widerlager ohne besondere Sicherungsmaßnahmen abzusenken, obgleich der Untergrund Schichten aus Sand enthielt, der bei Störung des Gleichgewichts im Untergrunde zu treiben beginnt, und obgleich die benachbarten Häuser recht ungünstig zum Senkkasten standen (Abb. 3 u. 8 des erwähnten Aufsatzes von Kaumanns). Die Absenkung hatte, wie vorauszusehen war, keinerlei Veränderungen an den Gebäuden zur Folge.

Die Beobachtungen haben gezeigt, daß sich der Boden, der bei Verminderung des Luftdrucks unter den Schneiden hindurch in den Arbeitsraum treibt, genau so verhält, wie ein Material, das aus Silozellen abgezapft wird. Der Boden strömt nicht von den Seiten her zusammen, sondern fällt von oben wie durch einen Schacht herunter. Diese Erscheinung bedeutet eine große Sicherheit für die in der Nähe der abzusenkenden Grundkörper stehenden Fundamente.

VII. Weitere Anwendungen der schrägen Absenkung.

In Abb. 1 bis 4 sind typische Anwendungen der schrägen Absenkung für den Bau von Ufermauern, Wehren und Brückenwiderlagern dargestellt. Im folgenden seien noch einige Beispiele angegeben, die zeigen, daß sich die schräge Absenkung auch den verschiedensten Verhältnissen anzupassen in der Lage ist und überall dort mit Erfolg angewendet werden kann, wo es sich um Übertragung von wagerechten Kräften auf unter Wasser liegenden Baugrund handelt.

In Abb. 14 ist der Querschnitt einer Ufermauer dargestellt, die die Forderung erfüllt, daß die Vorderwand auf 8 m Höhe senkrecht steht, um freien Raum für die anlegenden Schiffe zu geben. Die Wand besitzt oben eine wagerechte eisenbewehrte Platte, die alle 5 m durch eine Rippe unterstützt ist. Die größte Bodenpressung ist trotz der geringen Senkkastenbreite von 4 m beim ungünstigsten Fall nur 3,1 kg/cm². Die Rippe geht durch die eigentliche Wand hindurch bis zur Ebene der Senkkastenrückwand. Ihre landseitige Fläche dient als Leitwand bei der eigentlichen Absenkung. Diese Flächen genügen gegenüber der meist vorhandenen vollen Rückwand, weil der passive Erdwiderstand nur zum Teil ausgenutzt wird. Auch braucht die Rippe nicht bis zur Oberfläche der Absenkebene zu reichen. Unbedingt erforderlich ist bei diesem Entwurf jedoch eine genaue Festlegung der Gründungstiefe vor dem Beginn der Absenkung.

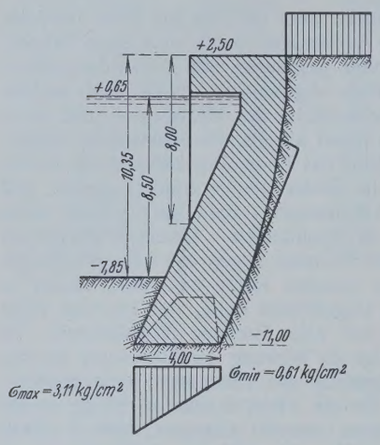


Abb. 14.

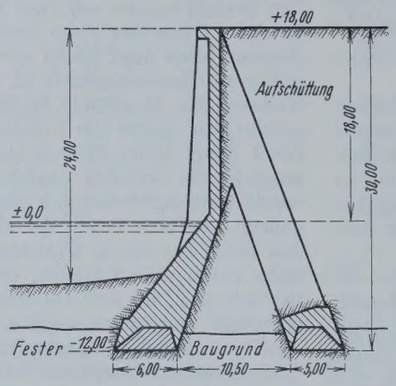


Abb. 15.

Ganz neue Möglichkeiten erschließt die schräge Absenkung dadurch, daß sie gestattet, zwei Grundkörper in der Weise abzusenken, daß ihre oberen Teile zusammenstehen und miteinander verbunden werden, während ihre Füße nach unten hin auseinanderstreben. Es entsteht auf diese Weise ein Bock, von dem der eine Körper auf Druck und der andere Körper auf Zug beansprucht werden kann. Hierdurch wird ermöglicht, wagerechte Kräfte aufzunehmen, ohne daß gleichzeitig nach unten gerichtete äußere Kräfte auftreten.

In Abb. 15 ist der Entwurf für eine Stützmauer in Bockkonstruktion gezeichnet, die dem Druck einer 24 m hohen Erdwand standzuhalten hat. Zur Ersparnis an Betonmassen und Gewicht ist die Mauer aufgelöst, nur eine 1 m starke Wand, der unter Wasser liegende Teil des Druckkörpers und der Senkkasten des Zugkörpers gehen über die Felder durch. Die Tragrippen der Mauer, die auf der Wasserseite liegen, durchdringen die Wand und sind bis zu ihrer Verbindung mit den Zugrippen fortgesetzt. Letztere verbinden die Mauer mit dem als Erdanker wirkenden Senkkasten.

Abb. 16 zeigt eine Bockkonstruktion als Verankerungspfeiler für eine weitgespannte Hängebrücke. Einer Beschreibung bedarf die Zeichnung nicht. Man sieht es ihr an, daß das Bauwerk trotz verhältnismäßig geringer Betonmassen wuchtig dasteht und dem Tragseil einen sicheren Halt zu geben vermag.

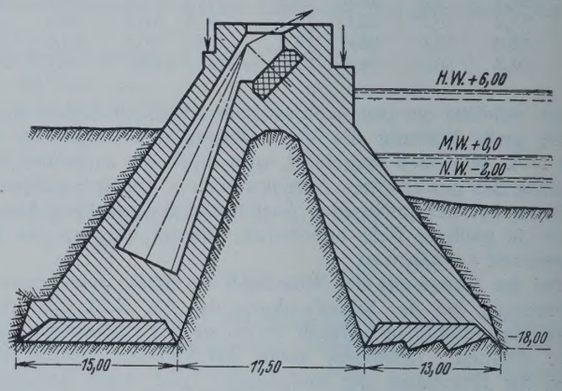


Abb. 16.

In Abb. 17 endlich ist der Längsschnitt durch eine Brücke gezeichnet, und zwar einmal bei Absenkung der beiden Hauptpfeiler auf je einen großen Senkkasten, und darunter bei Ausbildung derselben Pfeiler als Böcke. Während die erstgenannte Pfeilerform als Bauzustand wohl den einseitigen Schub des großen Mittelbogens, nicht aber den des Seitenbogens allein zuläßt, ist die Bockkonstruktion für beide Bauzustände standfest. Außerdem ergab eine für diesen Entwurf aufgestellte Preisermittlung eine erhebliche Kostenersparnis bei Ausführung der Bockkonstruktion.

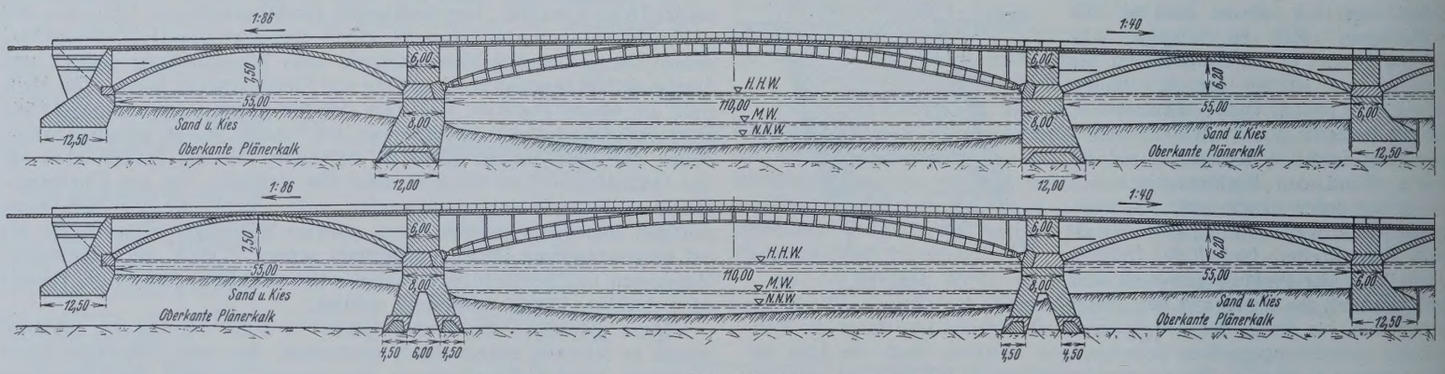


Abb. 17.

Neues Berechnungsverfahren für den Abfluß an Wehren aus der Geschwindigkeitsverteilung des Wassers über der Wehrkrone.

Alle Rechte vorbehalten.

(Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau an der Technischen Hochschule Danzig.)
Von Dipl.-Ing. **Chr. Keutner**, Danzig - Langfuhr.

I. Die gebräuchlichsten Abflußgleichungen für vollkommene und unvollkommene Überfälle von Wasser über Wehrkörper.

Der vollkommene Überfall.

Die in der Praxis ausschließlich benutzte Abflußgleichung für vollkommene Überfälle ist die Weisbachsche Gleichung:

$$Q = \frac{2}{3} \cdot \mu \, b \sqrt{2\,g}\left[(h+k)^{3/2} - k^{3/2}\right].$$

Mathematisch ist die Gleichung einwandfrei. Zu der gesuchten Wassermenge Q tritt ein Verkleinerungsbeiwert μ, da sich ergab, daß sich die tatsächliche und die mathematisch errechnete oft bis zu 40% voneinander unterschieden.

Prof. Winkel wies in einem Aufsatz in der „Bautechnik" 1928, Heft 49, darauf hin, daß dem μ-Beiwert nicht Reibungsbedingungen, die von verschiedenen Hydraulikern angenommen werden, zugrunde liegen, sondern daß dieser μ-Wert durch Schwerkraftwirkungen (Beschleunigungen) und Raumforderungen (Quergeschwindigkeiten) bedingt wird. Ein Wehr mit messerscharfer Krone müßte, da die Reibung an der Krone gleich Null gesetzt werden kann, den absolut größten μ-Wert ergeben. Tatsächlich treten bei dieser Wehrform die kleinsten μ-Werte auf. Eine Darstellung: μ als Funktion der Reynoldschen Zahl $(v \cdot t \cdot \varrho)$ ist deshalb ergebnislos. Der Beiwert μ wurde als ein Flächenverhältnis erkannt, das durch die Schwerkraftbeschleunigungen hervorgerufen wird, die die Absenkung des Oberwasserspiegels h auf die zunächst noch unbekannte Höhe h' bewirken (Abb. 1). Aus der Erkenntnis der tatsächlichen Art des μ-Beiwertes läßt sich nun leicht die Modellähnlichkeit, die von verschiedenen Forschern festgestellt wurde, erklären. Das Flächenverhältnis zwischen der theoretischen und der tatsächlichen Q-Fläche (s. unter II.) ist im Modell und bei dem ausgeführten Bauwerk, ähnliche Wehrkronenausbildung vorausgesetzt, bei einer bestimmten Überströmungshöhe vollkommen gleich.

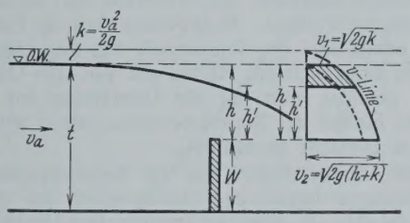


Abb. 1.

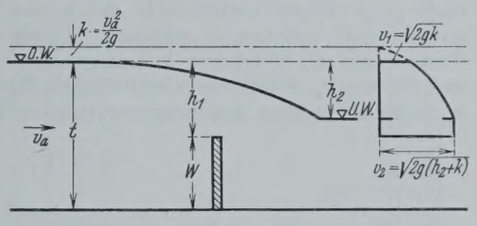


Abb. 3.

Um festzustellen, ob die Torricellische Gleichung: $v = \sqrt{2\,g\,h}$ beim Abfluß über Wehrkörper ihre Gültigkeit in der Weisbachschen Form überhaupt beibehält, wurde sie in der allgemeinen Form:

$$Q = A\,h^{3/2}$$

näher untersucht. Da diese Beziehung tatsächlich bestehen bleibt, könnte man, wenn man h' als Funktion einer anderen bestimmbaren Größe ermittelt hat, mit der Weisbachschen Gleichung weiterrechnen und nur an Stelle von h den Wert h' setzen:

$$Q = b \int_0^{h'} h' \cdot \sqrt{2\,g\,(h+k)} \cdot d\,h'.$$

In der Weisbachschen Gleichung wird der mittleren Ankunftsgeschwindigkeit des Wassers $v_a\left(v_a = \frac{Q}{b\,t}\right)$ vor dem Wehreinbau dadurch Rechnung getragen, daß sie in ihrer entsprechenden Geschwindigkeitshöhe $k = \frac{v_a^2}{2\,g}$ als Zusatzhöhe eingesetzt wird. Bei dieser Darstellung geht man von der ursprünglichen Energielinie aus (Abb. 1). Die Geschwindigkeitsparabel rückt um k von der theoretischen Überströmungshöhe h nach oben; dadurch erhalten sämtliche Geschwindigkeitsordinaten einen Zusatz von v_k. Die Richtigkeit dieser Annahme wird bestätigt durch die Versuchsergebnisse, denn die dort gefundene v-Linie schneidet die um k nach oben verschobene Geschwindigkeitsparabel im Absenkungspunkte h' und im allgemeinen in der Wehrkrone (s. Abb. 2). Ist es auch angängig, den k-Wert bei kleinen Geschwindigkeiten zu vernachlässigen, so führt die Außerachtlassung bei größeren Geschwindigkeiten zu ganz beträchtlichen Unterschieden der v-Linie und damit der Q-Fläche, wie aus Abb. 1 leicht zu ersehen ist.

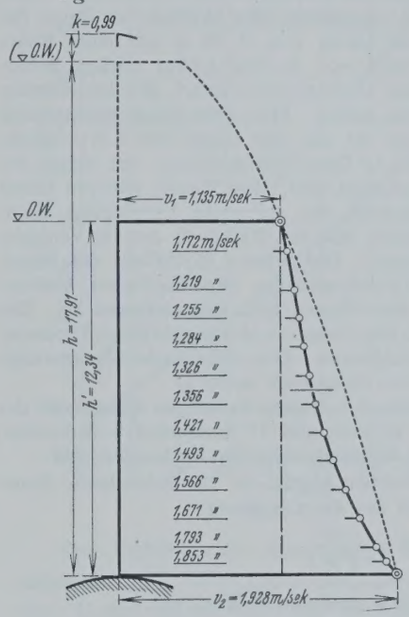


Abb. 2. $Q = 113{,}4$ l/sek

Der unvollkommene Überfall.

Man berechnet den sogenannten unvollkommenen Wasserabfluß über ein Wehr in der Regel nach der Gleichung (Abb. 3):

$$Q = \frac{2}{3} \cdot \mu_1 \, b \sqrt{2\,g}\,\left[(h_2+k)^{3/2} - k^{3/2}\right] + \mu_2 (h_1 - h_2)\, b \sqrt{2\,g\,(h_2+k)}\,.$$

Die Gleichung enthält nach den vorhergegangenen Überlegungen außer der gesuchten Wassermenge noch zwei unbekannte Werte, für jeden Summanden einen Verkleinerungsbeiwert μ_1 bezw. μ_2, die aber unbestimmbar sind. Wie die Versuche beweisen, ist eine Bestimmung eines neuen gemeinsamen Beiwertes α an Stelle von μ_1 und μ_2 nicht möglich, da er in den Grenzen 0,7 — 1,2 liegen kann.

Ein Überfall wird als vollkommen bezeichnet, wenn der Unterwasserspiegel unter der Wehrkrone liegt, das Wasser entweder in ein Sturzbett abfällt oder unterhalb des Wehres sich, wie bei den Versuchen, in schießender Bewegung befindet. Beim unvollkommenen Überfall liegt

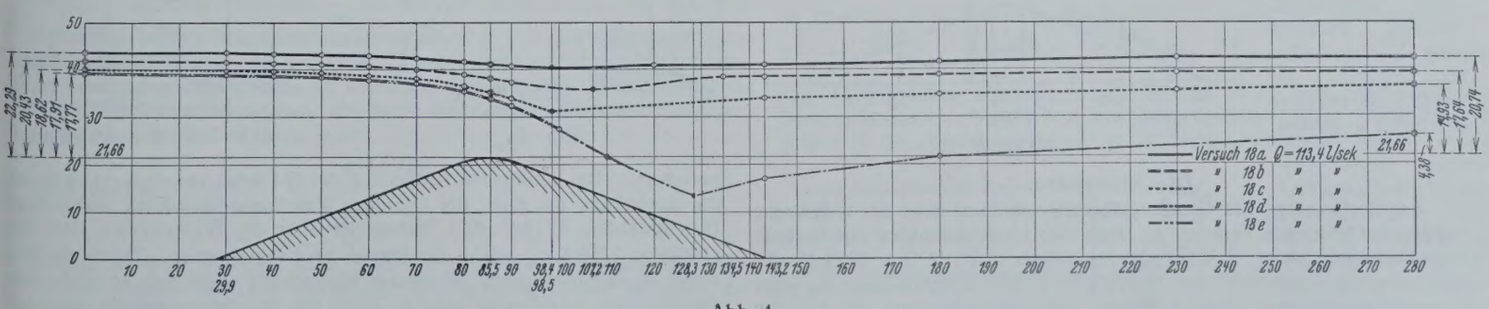


Abb. 4.

der Unterwasserspiegel höher als die Wehrkrone. Bazin unterschied bereits zwei Abflußformen des unvollkommenen Überfalls (Forchheimer). Im ersten Falle zeigt der abfließende Strahl dieselbe Absenkung wie der des vollkommenen Überfalls, nur wird der Fuß von dem zurückfließenden Unterwasser bedeckt (Abb. 4) (Tauchstrahl). Im zweiten Falle strömt der abfließende Strahl wellenförmig über den Wehrkörper hinweg (Abb. 4). Beide Abflußerscheinungen haben eines gemeinsam: Legt man durch die Wehrkrone in der Flußrichtung eine Tangente parallel zur Flußsohle, so bleibt diese überall unterhalb der Wasseroberfläche, was als das bezeichnende Merkmal des unvollkommenen Abflusses angesehen werden kann. Zwischen den beiden bekannten Überfallarten gibt es eine Übergangserscheinung vom vollkommenen zum unvollkommenen Überfall. Der Unterwasserspiegel liegt zwar höher als die Wehrkrone wie beim unvollkommenen Überfall, der abfließende Strahl senkt sich aber noch unter die Wehrkrone ab (Abb. 4). Der Anstieg vom tiefsten Punkte der Absenkung bis zum Unterwasserspiegel vollzieht sich nicht in Form eines Wassersprunges, sondern geht allmählich vor sich. Durch die Versuchsergebnisse wird gezeigt, daß sich diese Abflußart weder nach der einen noch nach der anderen bekannten Abflußerscheinung berechnen läßt.

II. Die Versuchseinrichtung.

Die hydraulische Rinne.

Die nachstehend behandelten Wehrversuche wurden in der hydraulischen Rinne der Versuchsanstalt für Wasserbau der Technischen Hochschule Danzig im Sommer 1928 ausgeführt. Die hydraulische Rinne hat bei einer für Versuche nutzbaren Länge von rd. 24 m und einer Breite von 0,65 m ein Sohlengefälle von $1:\infty$. In dem 1,24 m starken Betonfundament der Sohle sind kräftige U-Eisen einbetoniert, die den Rahmen für die beiderseitigen Glaswände bilden. Eine zweiseitige Beobachtung der Abflußvorgänge in der Rinne ist auf eine Länge von 7 m möglich. Der Glasrahmen wird oben von U-Eisen abgeschlossen, auf denen die Schienen für einen Meßwagen befestigt sind. Das Wasser fällt von einem Hochbehälter in einen Wasserkasten, der zur ersten Beruhigung dient. Ein Satz hölzerner Beruhigungssiebe läßt das Wasser in den für Versuche brauchbaren Fließzustand gelangen. Das Wasser durchfließt die Rinne, bis es zu einem, mit einem Zylinderschützen verschließbaren Absturzschacht gelangt. Dieser führt das Wasser dem Rücklaufkanal zu. Ehe es in den Pumpensumpf abstürzt, überströmt es einen dreiteiligen Thomsonüberfall und gelangt in den Eichkasten. Die abfließende Wassermenge kann darin bis auf $^1/_{10}$ l/sek genau festgestellt werden.

Um den jeweiligen Wasserstand in einem beliebigen Querschnitt der Rinne zuverlässig feststellen zu können, sind 11 Anzapfstellen vorhanden, die durch Gummischläuche mit Wasserstandsrohren verbunden sind.

Auf Grund von rd. 60 Versuchen wurde für die hydraulische Rinne der Eytelwein-Chezysche C-Wert aus der Gleichung:

$$C = \frac{v}{\sqrt{RJ}}$$

ermittelt.

Die Untersuchung ergab einen mittleren C-Wert von:

$$C = 88 \cdot (v\,R)^{1/8}.$$

Die Feinmeßeinrichtung.

Zur genauen Feststellung der Absenkungskurve, der Ober- und Unterwasserspiegelhöhen wurde ein Spitzenmesser benutzt, der eine Ablesung auf $^1/_{10}$ mm ermöglicht. Der Spitzenmesser wurde auf einem Wagen eingehängt, der auf den schon erwähnten Schienen der Oberkonstruktion des Rahmens der Rinnenwände läuft. Dadurch wurde eine Verschieblichkeit des Instruments in der Rinnenlängsachse und in der Querachse erzielt. Die genaue wagerechte Lage der Schienenoberkante wurde, da die Schienen durch Stellschrauben beweglich sind, nach dem ruhenden Wasserspiegel hergestellt.

Das Wehrmodell.

Nach längeren Vorversuchen an zwei verschiedenen Wehrformen wurde eine Art Dachwehr mit einer Anlauf- und Ablaufneigung von rd. 1 : 2,5, und einer abgerundeten Wehrkrone, gewählt (Abb. 5). Die Höhenlage der Wehrkrone wurde durch eingehende Messung während jeder Versuchsreihe neu bestimmt; sie wurde 21,66 cm über der Sohle gefunden.

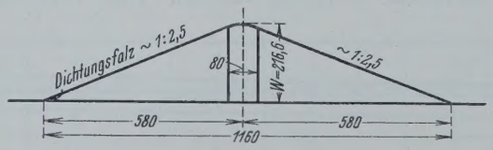


Abb. 5.

Die Stauröhre.

Zur Bestimmung der Geschwindigkeitsverteilung über der Wehrkrone wurde eine Stauröhre benutzt, die nach den Untersuchungen der Berliner Versuchsanstalt (vergl. R. Winkel, Stauröhren usw., V. D. I. 1923 Nr. 23) sehr zuverlässig arbeitet. Sie wurde gleich dem Spitzenmesser an einer senkrecht-beweglichen Skala befestigt, die eine Ablesung auf $^1/_{10}$ mm in der betreffenden Höhenlage ermöglichte. Außerdem wurde die Stauröhre in dem über der Rinne beweglichen Wagen eingehängt, so daß Messungen in der Richtung der Längsachse der Rinne und quer zu dieser vorgenommen werden konnten. Sämtliche aufgetragenen Werte der Geschwindigkeitskurve (kurz v-Linie) wurden in der Mitte der Rinne, also $\frac{65}{2}$ cm von jeder Glaswand entfernt, abgelesen. Außerdem wurden in den Drittelpunkten der Breite in den gleichen Höhenlagen Ergänzungsmessungen vorgenommen. Ihre Auswertung ergab eine volle Übereinstimmung in dem Verlauf der v-Linie mit dem der Mittelmessung.

Für die benutzte Stauröhre waren in der Berliner Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau folgende Eichergebnisse gefunden: Bei einer Neigung der Stauröhre zur Stromrichtung von

$$0°\ \text{ist}\ v = 4{,}45 \cdot \sqrt{\Delta h}$$
$$10°\ \text{„}\ v = 4{,}32 \cdot \sqrt{\Delta h}$$
$$20°\ \text{„}\ v = 4{,}45 \cdot \sqrt{\Delta h},$$

wobei der Wasserstandsunterschied Δh in beiden Glasröhren in m einzusetzen ist. Die Genauigkeit und Handlichkeit der Stauröhre führte zu sehr befriedigenden Ergebnissen. Die Grenzen des Meßbereiches liegen in diesem Falle bei 4 mm über Wehrkrone und annähernd 1,5 cm unter Wasserspiegel; in einer höheren Lage liegt die Gefahr nahe, daß Luft angesaugt wird. Von selbst dem kleinsten hydrometrischen Flügel können diese Grenzen nicht erreicht werden. Die neu gefundene v-Linie schneidet im Absenkungspunkte h' und im allgemeinen in der Wehrkrone die theoretische Geschwindigkeitsparabel (Abb. 2 u. 7). Die Feststellung, daß beim vollkommenen Überfall im allgemeinen in der Höhe der Wehrkrone sich die theoretisch bestimmbare Geschwindigkeit unvermindert vorfindet, darf als Beweis gelten, daß die Strömungen im Überfallstrahl von Reibungswirkungen nur in verschwindend geringem Maße beeinflußt werden.

III. Der vollkommene Überfall.

Ermittlung einer neuen Abflußgleichung.

Bei der Untersuchung des vollkommenen Überfalles wurde zunächst von der eingangs genannten Weisbachschen Gleichung ausgegangen.

Stellt man die Geschwindigkeiten für jede Druckhöhe h in einem bestimmten Maßstabe als Ordinaten dar, dann ist die Begrenzung eine quadratische Parabel. Multipliziert man die Fläche mit der Wehrbreite b, dann erhält man den Rauminhalt des theoretischen Abflußkörpers. Allgemein kann man die Fläche, die von den Ordinaten und dem Parabelstück gebildet wird, für die Darstellung der Wassermenge Q, bezogen auf die Einheit der Breite, benutzen, daher wird diese Fläche im folgenden als Q-Fläche bezeichnet.

Die Auswertungen und die Berechnungsweisen der nachstehenden Ermittlungen folgen den Anregungen, die der Verfasser von Herrn Prof. Dr.-Ing. R. Winkel erhielt. Die Untersuchung erstreckt sich nun auf das Flächenverhältnis der theoretischen Q-Fläche (F_t) und der tatsächlichen (F_v). Dieses Verhältnis ist der in der Weisbachschen Gleichung vorkommende unbekannte μ-Beiwert. Durch den Versuch konnte die Wassermenge Q, Wehrbreite b, unabgesenkte Oberwasserspiegelhöhe h und die aus v_a berechnete Geschwindigkeitshöhe k bestimmt werden. v_a wurde als mittlere Ankunftsgeschwindigkeit aus der Gleichung

$$v_a = \frac{Q}{b\,t}$$

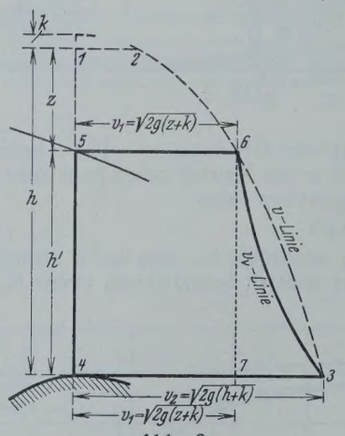


Abb. 6.

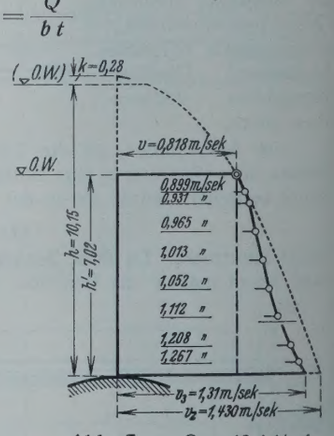


Abb. 7. $Q = 48{,}4$ l/sek

berechnet. Die senkrechte Ordinate h der Q-Fläche vermindert sich durch die Absenkung um z auf die über der Wehrkrone tatsächlich vorhandene Durchflußhöhe h' (Abb. 6). Sonach ist über der Wehrkrone statt der Q-Fläche 1234 nur mehr die Fläche 5634 vorhanden. Durch die Geschwindigkeitsmessungen in diesem Querschnitt ergab sich an Stelle der theoretischen v-Linie eine neue v_v-Linie, die im allgemeinen die ursprüng-

liche in den Punkten 6 und 3 schneidet. Daß es sich bei den Geschwindigkeitsablesungen nicht um Meßfehler handelt, beweist das Einfügen der einzelnen Werte in eine Kurve bei sämtlichen Versuchen (Abb. 2 u. 7). Das Ergebnis der Versuche kann wie folgt zusammengefaßt werden:

Die Torricellische Gleichung bleibt bestehen 1. im Punkte, in dem der abgesenkte Wasserspiegel den Kronenquerschnitt schneidet, und 2. bei größeren Überströmungshöhen an der Wehrkrone.

In Punkt 5 besitzt das Wasserteilchen eine Geschwindigkeit $v_1 = \sqrt{2g(z+k)}$, worin z = Absenkung und in Punkt 4: $v_2 = \sqrt{2g(h+k)}$.

Ist es nun möglich, h' als Funktion irgend einer sofort bestimmbaren Größe auszudrücken, dann kann die Geschwindigkeit $v_1 = \sqrt{2g(z+k)}$ ohne weiteres berechnet werden, da $z = h - h'$.

Die tatsächliche Q-Fläche $\overline{56v_v34}$ (bzw. F_v) kann als Summe aus einem Rechteck $h' \cdot [v_1 = \sqrt{2g(z+k)}]$ (bzw. F_m) und einer Fläche $\overline{6\,v_v\,3\,7}$ angesehen werden. Das Verhältnis $\frac{F_v}{F_m}$ wurde für alle Versuche ermittelt und mit „m" bezeichnet.

$$F_v = m F_m.$$

Der Wert m zeigte sich für alle Versuche annähernd konstant. Der Mittelwert wurde als $m = 1{,}258$ bestimmt.

Die tatsächliche Q-Fläche kann demnach berechnet werden:

$$F_v = m\,[\sqrt{2g(z+k)} \cdot h']; \quad z = h - h'$$

$$F_v = m\,[\sqrt{2g(h+k-h')} \cdot h'].$$

Die abfließende Wassermenge Q bei einer Wehrbreite b wird:

(1) $$Q = b\,m\,[\sqrt{2g(h+k-h')} \cdot h'].$$

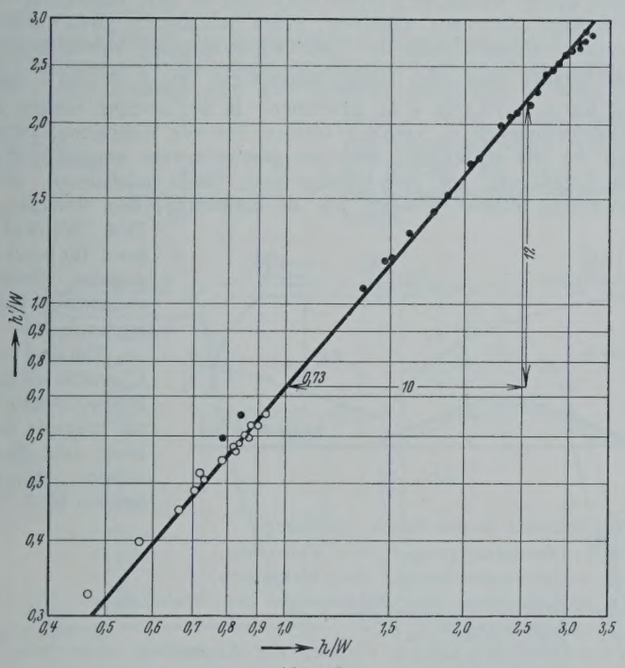


Abb. 8.

Diese Gl. 1 enthält nur einen Wert h', der in der Praxis nicht sofort festgestellt werden kann. Es ist deshalb notwendig, den noch unbekannten Wert h' in Beziehung zum noch nicht abgesenkten Oberwasserspiegel h zu bringen. Rehbock wies in seinen Veröffentlichungen bereits darauf hin, daß der Abflußbeiwert μ auch von der Wehrhöhe w abhängig ist. Das Verhältnis $\frac{h}{w}$ sei mit „n" bezeichnet. Da bei den Versuchen in der hydraulischen Rinne stets $n < 1$ war und durch eine größere Wassermenge der Oberwasserspiegel nicht erhöht werden konnte, mußten Ergänzungsversuche an einem rd. 3,0 cm hohen ähnlichen Wehrmodell vorgenommen werden. Um beide Wehrhöhen auf ein Wertverhältnis zu bringen, mußte an Stelle von:

$$h' = f(n)$$

die Funktion

$$\frac{h'}{w} = f(n)$$

gesetzt werden. Dadurch kann aber die gefundene Gleichung auf alle Höhen eines modellähnlichen Wehres angewandt werden. Es wurde gesetzt:

$$\frac{h'}{w} = A\,n^{\alpha}$$

$$h' = A\,n^{\alpha}\,w$$

worin A einen Wert auf der $\frac{h'}{w}$-Ordinate und α den Exponenten der Geraden darstellt.

A wurde zu 0,73 und α zu 1,2 ermittelt (Abb. 8). Dann ist:

$$\frac{h'}{w} = 0{,}73\left(\frac{h}{w}\right)^{1{,}2}$$

$$h' = 0{,}73\,h\sqrt[5]{\frac{h}{w}}$$

Gl. 1 lautet allgemein:

(2) $$Q = m\,b\sqrt{2g(h+k-A\,n^{\alpha}\,w)}\;A\,n^{\alpha}\,w;$$

mit den gefundenen Werten:

(3) $$Q\,(\mathrm{m^3/sek}) = 4{,}067\,b\,h\sqrt[5]{\frac{h}{w}}\sqrt{h+k-0{,}73\,h\sqrt[5]{\frac{h}{w}}}.$$

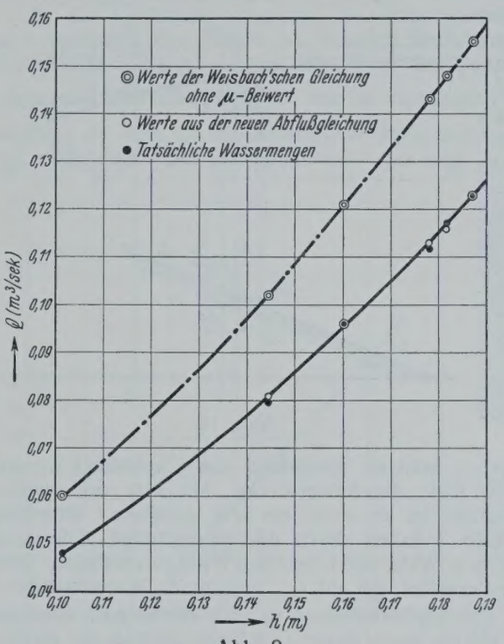


Abb. 9.

In dieser Gl. 3 kommen keine willkürlichen Beiwerte vor, so daß die Wassermenge Q aus den leicht bestimmbaren Größen h, b, k und w berechnet werden kann. Die sehr gute Übereinstimmung der mit dieser Gleichung berechneten Wassermengen mit den tatsächlichen zeigt Abb. 9. Die Berechnung des 5. Wurzelwertes kann leicht umgangen werden durch logarithmische Auftragung der Geraden $A\,n^{\alpha}$.

Nähere Untersuchung des Weisbachschen μ-Beiwertes.

Das Verhältnis der theoretischen Q-Fläche (F_t) $\overline{1234}$ und der tatsächlichen $\overline{56\,v_v\,34}$ (F_v) stellt den μ-Beiwert der Weisbachschen Gleichung dar. In den Auswertungen sind die beiden μ-Werte, die aus der W.schen Gleichung und aus den Versuchen gewonnen wurden, gegenübergestellt. Der berechnete Wert war aus 19 Gleichungen im Mittel: $\mu = 0{,}7363 \approx 0{,}736$ und der durch die Versuche gefundene $\mu_v = 0{,}7357 \approx 0{,}736$.

Diese Übereinstimmung kann wohl befriedigen, wenn man bedenkt, daß jeder Wert mit unvermeidlichen Ablesefehlern behaftet ist.

Der μ-Beiwert setzt sich, wie aus Abb. 6 zu erkennen ist, aus zwei Teilen zusammen: erstens einer Querschnittsverkleinerung und zweitens einer Verminderung der Geschwindigkeit.

Eine rechnerische Zerlegung in die einzelnen Teile ist aber nicht möglich.

Erklärung der Abflußvorgänge durch die Quergeschwindigkeitstheorie.

Bei einem Wehreinbau (Abb. 10) hat man bis kurz vor dem Bauwerk eine Staustrecke mit einem Spiegelgefälle J_1, einer Wassertiefe t_1 im Querschnitt I und in II t_2 und den dadurch bedingten mittleren Geschwindigkeiten v_I und v_{II}. In dieser Staustrecke wird $\frac{dt}{dx}$ positiv und $\frac{dv}{dx}$ negativ. Im Querschnitt III hat sich die Wassertiefe durch die Anlaufstrecke zur Wehrkrone auf t_3 vermindert. Dann wird $\frac{dt}{dx}$ negativ und $\frac{dv}{dx}$ positiv. Die Wasserteilchen erfahren in der Strecke II—III eine Beschleunigung. Diese erfordert eine Verstärkung des Spiegelgefälles auf J_2. Unter Spiegelgefälle in der Absenkungskurve ist der Höhenunterschied zweier um Δx voneinander entfernter Querschnitte zu verstehen. ($\Delta x = dx$ wird J_2-Tangente an die Kurve.) Da die Absenkung des Oberwasserspiegels auch

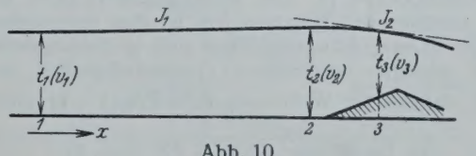


Abb. 10.

bei Wehren ohne Anlaufstrecke festgestellt wurde, kann man diese Erscheinung kurz nach dem Bernoulli-Satz erklären: Für jedes Wasserteilchen bleibt die Summe aus Druckhöhe, Meereshöhe, Verlusthöhe und Geschwindigkeitshöhe unveränderlich. Die Wassergeschwindigkeiten werden bei der Annäherung an das Wehr beschleunigt. Der hydraulische Druck des Wassers nimmt in demselben Maße ab; das bewirkt eine Absenkung der Wasseroberfläche von h auf h' und dadurch eine Querschnittsverminderung.

In einem Querschnitt a—a (Abb. 11) der Anlaufstrecke des Wehres, in der bereits die ganze Wassermasse eine Beschleunigung erfahren hat, besitzt das Wasserteilchen 1 eine wagerechte Geschwindigkeit v_{w1}. Durch die Absenkung des Wasserspiegels um Δh_1, gegenüber der Höhe des vorher durchflossenen Querschnitts, sind sämtliche über dem Wasserteilchen 1. strömende Teilchen um ein gewisses Maß Δh_x niedergesunken. Da dieses Absenken um Δh_x nicht treppenförmig stattfinden wird, haben die Teilchen zwangläufig ihre wagerechte Geschwindigkeit aufgeben müssen und bewegen sich nun schräg nach abwärts[1]). Im Punkte 1 stoßen sie auf ein Wasserteilchen, das die ursprüngliche wagerechte Geschwindigkeit noch besitzt. Sie bewirken, daß sich v_{w1} in zwei Komponenten zerlegt, in v_{s1}, das von dem Druck der über 1 strömenden Teilchen abhängig ist, und in v_1, in dessen Richtung sich Teilchen 1 fortbewegen wird. Auf diese Art entsteht eine lotrechte Quergeschwindigkeit, die wiederum auf die wagerechte Geschwindigkeit der unterhalb 1 befindlichen Wasserteilchen hemmend wirkt.

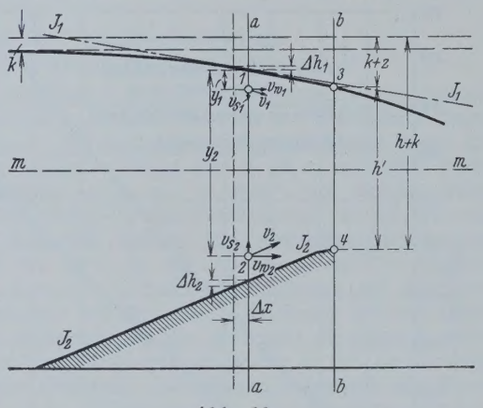


Abb. 11.

Das Wasserteilchen 2 kann als Spiegelbild von 1 betrachtet werden. Die Sohle, in diesem Falle die Anlaufstrecke, hat sich vom vorherdurchflossenen Querschnitt bis zu a—a um Δh_2 gehoben. Sämtliche Wasserteilchen unterhalb 2 haben durch das zwangläufige Aufsteigen, das aber auch vor einem Wehr mit lotrechten Wänden stattfinden muß, Quergeschwindigkeiten erhalten, die auf v_{w_2} einwirken. Wasserteilchen 2 erhält dadurch eine Quergeschwindigkeit v_2, die schräg nach oben gerichtet ist. v_2 wirkt auf die wagerechten Geschwindigkeiten der darüber strömenden Wasserteilchen, die wie im Falle 1 ungleiche Geschwindigkeiten besitzen, hemmend ein. Da hier $J_1 < J_2$ (J als Neigung aufgefaßt), ist hier auch $\Delta h_1 < \Delta h_2$. Dies hat zur Folge, daß die Störung durch die Quergeschwindigkeiten im unteren Teil des Querschnitts größer ist als im oberen. Verschiebt man den Schnitt a—a allmählich nach b—b, so wiederholt sich ständig der eben beschriebene Vorgang. Über dem Wasserteilchen 3 (Absenkungspunkt) befindet sich nur Luft. Es behält aus diesem Grunde seine ursprüngliche Geschwindigkeit bei. Ebenso verhält es sich mit Wasserteilchen 4. Unter ihm befindet sich keine Quergeschwindigkeit, die auf v_{w_4} hemmend wirken könnte.

Auf diese Weise kann man sich die gefundene v_v-Linie erklären, in der höchstens nur die beiden Grenzwerte mit den zu erwartenden Geschwindigkeiten übereinstimmen. Die größten Abweichungen von der ursprünglichen v-Linie liegen ungefähr in $^1/_3\,h'$.

Aus der Tatsache, daß die Störungen bei dem untersuchten Wehrmodell unter m—m größer sind als darüber, kann man folgendes schließen: Der hemmende Einfluß der Quergeschwindigkeiten nimmt mit wachsender Steigung der Anlaufstrecke bzw. der Wasserbahnen zu. Die Krümmung der v_v-Linie müßte sonach von der Ausbildung der Wehrkrone abhängig sein.

Bei abnehmender Wassermenge verringern sich die Geschwindigkeit der einzelnen Wasserteilchen und das Oberflächengefälle. Im Absenkungspunkte bleibt wie bei größeren Überströmungshöhen die Geschwindigkeit $v_1 = \sqrt{2\,g\,(z+k)}$ erhalten. Die durch das verminderte Oberflächengefälle hervorgerufenen lotrechten Quergeschwindigkeiten sind kleiner als bei großen Wassermengen. Die v_v-Linie nähert sich in ihrem obersten Teil der theoretischen Parabel (Abb. 7). Das Sohlengefälle J_2 (Abb. 11) bzw. die Richtung der aufsteigenden Wasserbahnen ist aber unverändert geblieben. Die lotrechten Quergeschwindigkeiten sind in diesem Falle im Verhältnis zu den geringen wagerechten Geschwindigkeiten der Wasserteilchen so groß, daß an der Wehrkrone $v_2 = \sqrt{2\,g\,(h+k)}$ nicht

[1]) Vergl. R. Winkel, „Die Bautechnik“ 1928, S. 722 (Abb. 3).

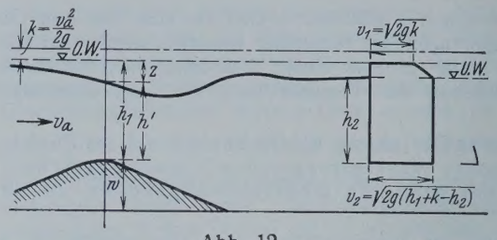


Abb. 12.

mehr erreicht werden kann. Zum Beispiel ergab sich die v_v-Linie bei einer kleineren Wassermenge in der in Abb. 7 dargestellten Form. Das Verhältnis der F_v- (vergl. S. 2) und F_t- (vergl. S. 2) Fläche würde bei geringeren Wassermengen kleiner sein als bei großen. Dieses Ergebnis stellt eine Bestätigung der Erfahrung dar, daß mit sinkendem h auch der μ-Wert der Weisbachschen Gleichung abnimmt.

IV. Der Übergang vom vollkommenen zum unvollkommenen Überfall.

Unter I. wurde bereits darauf hingewiesen, daß es eine Abflußform gibt, die den Übergang vom vollkommenen zum unvollkommenen Überfall darstellt (Abb. 4). Der Oberwasserspiegel senkt sich wie beim vollkommenen Überfall ab; der Wasserstrahl sinkt zunächst unter die Wehrkrone. Der Unterwasserspiegel liegt dagegen wie beim unvollkommenen Überfall über Wehrkronenhöhe. Das Wasser steigt allmählich vom tiefsten Absenkungspunkte bis zum normalen Unterwasser an. Eine besondere Abflußgleichung besteht bisher für diese Art des Überfalles nicht. In der Praxis würde in den meisten Fällen, da als besonderes Kennzeichen der Unterwasserspiegel über Wehrkrone liegt, mit der Gleichung für den unvollkommenen Überfall gerechnet werden. Die bekannte Abflußgleichung lautet:

$$Q = \frac{2}{3}\,\mu_1\,b\,\sqrt{2\,g}\,\left[(h_2+k)^{3/2} - k^{3/2}\right] + \mu_2\,(h_1-h_2)\,b\,\sqrt{2\,g\,(h_2+k)}.$$

Das Wasser würde nach dieser Gleichung in zwei voneinander völlig verschiedenen Schichten abfließen, deren Berechnung zwei unbekannte μ-Beiwerte erfordert (Abb. 3). Die Geschwindigkeit würde theoretisch in der Schicht über dem Unterwasserspiegel von $v_1 = \sqrt{2\,g\,k}$ parabelförmig bis $v_2 = \sqrt{2\,g\,(h_2+k)}$ zunehmen. In der zweiten Schicht würde die Geschwindigkeit v_2 erhalten bleiben bis zur Wehrkrone. Was für Zahlen für die einzelnen μ-Beiwerte gesetzt werden können und durch welche Überlegung sie gerechtfertigt sind, bleibt unbestimmt. Für die Untersuchung dieser Beiwerte war es notwendig, dem Vorschlag von Prof. Winkel folgend, für beide Summanden einen gemeinsamen Wert μ_a zu wählen.

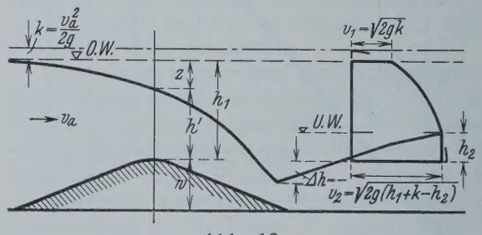


Abb. 13.

Um eine bessere Übersicht zu ermöglichen, mußten für die folgende Berechnung neue Bezeichnungen eingeführt werden (Abb. 13).

Es bedeutet in der neuen Gleichung:

h_1 = Oberwasserspiegel über Wehrkrone,
h_2 = Unterwasserspiegel über Wehrkrone,
h' = abgesenkter Oberwasserspiegel über Wehrkrone,
z = Absenkung $h_1 - h'$,
Δh = Höhe des tiefsten Punktes der Absenkung unter bezw. über Wehrkrone.

Im Übergangsfall ist Δh immer negativ. Das Parabelstück $v_1 = \sqrt{2\,g\,k}$ bis $v_2 = \sqrt{2\,g\,(h_1+k-h_2)}$ und das daran sich anschließende Rechteck

$$h_2 \cdot \left[v_2 = \sqrt{2\,g\,(h_1+k-h_2)}\right]$$

wird als theoretische Q-Fläche (F_t) bezeichnet. Als Ausgangspunkt für die Untersuchung der Strömungsvorgänge wurde bei dieser Art von Überfall wie auch für den unvollkommenen die Geschwindigkeitsparabel, die dem vollkommenen Überfall eigentümlich ist, gewählt. Es wurde versucht, sämtliche Überfallarten aus dem vollkommenen abzuleiten. Auf den Auswertungen wurde aus diesem Grunde immer an der Wehrkrone die Geschwindigkeit $v_2 = \sqrt{2\,g\,(h_1+k)}$ eingezeichnet. Mittels der Stauröhre wurde für eine Reihe von Versuchen die Geschwindigkeit in verschiedenen Höhenlagen festgestellt. Die gefundene v_v-Linie stimmt angenähert mit der des vollkommenen Überfalls überein. Sie schneidet nur bei größeren Überströmungshöhen die Geschwindigkeitsparabel im Absenkungspunkte und in der Wehrkrone (Abb. 14), bei kleineren Wassermengen rückt die v_v-Linie an der Wehrkrone nach stromauf, bindet dort nicht mehr in die Parabel ein, dagegen nähert sie sich dieser unterhalb des Absenkungspunktes (Abb. 15). Versuch 13c (Abb. 16)

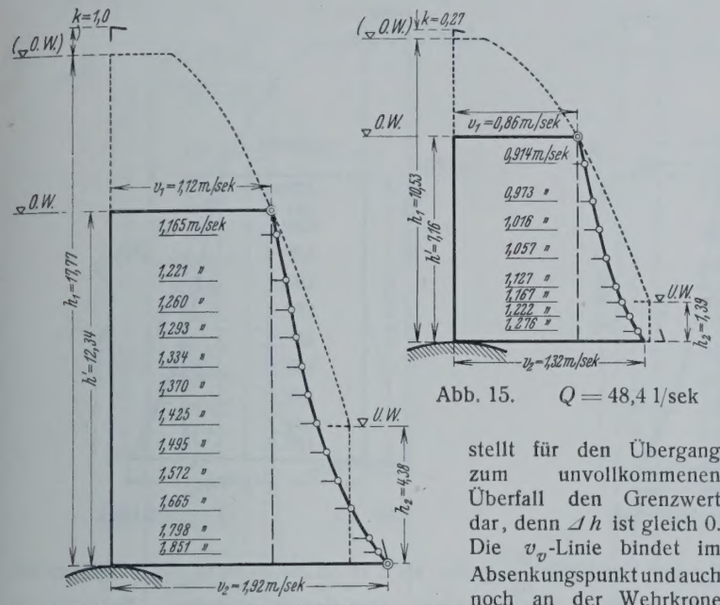


Abb. 14. $Q = 113{,}4$ l/sek

Abb. 15. $Q = 48{,}4$ l/sek

stellt für den Übergang zum unvollkommenen Überfall den Grenzwert dar, denn Δh ist gleich 0. Die v_v-Linie bindet im Absenkungspunkt und auch noch an der Wehrkrone in die Parabel ein.

Die Fläche $\overline{1\,2\,v_v\,3\,4}$ ist die tatsächliche Q-Fläche (F_v) (Abb. 17). Das Verhältnis von $\frac{F_v}{F_t}$ ist gemäß der Überlegung im 1. Abschnitt der μ_u-Wert der Gleichung für den unvollkommenen Überfall. Die gefundenen μ_u-Werte liegen in den Grenzen 0,722 bis 0,770, für die Wassermenge bedeutet das einen größten Unterschied von 4,8 %. Für den vollkommenen Überfall wurde im Mittelwert $\mu = 0{,}736$ gefunden. Die μ- und μ_u-Werte entsprechen sich demnach nicht, und es wäre falsch, einen μ_u-Wert für die Gleichung des unvollkommenen Überfalles zu wählen, der dem μ-Werte der Weisbachschen Gleichung entspricht.

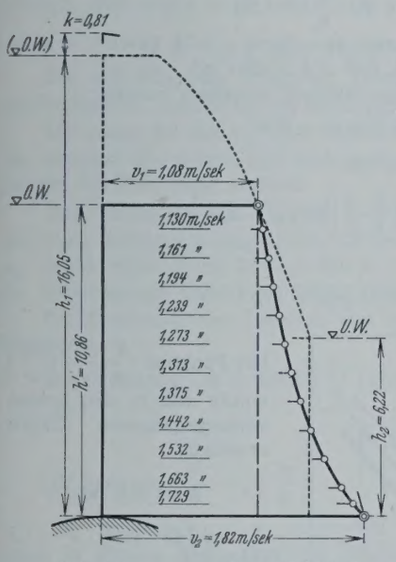


Abb. 16. $Q = 97{,}7$ l/sek

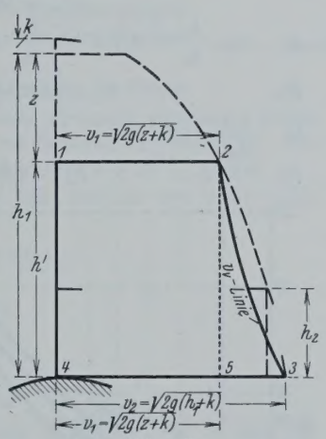


Abb. 17.

Die Tatsache, daß die Geschwindigkeit im Absenkungspunkte voll erhalten bleibt, ermöglicht eine Zerlegung der gefundenen Q-Fläche wie beim vollkommenen Überfall in ein Rechteck $h' \cdot [v_1 = \sqrt{2\,g\,(z + k)}]\,(F_m)$ und in eine Fläche $\overline{2\,v_v\,3\,5}$. Das Verhältnis $\frac{F_v}{F_m}$ sei wieder mit m bezeichnet.

Dann ist $F_v = m\,F_m$.

Der Mittelwert von m wurde in diesem Fall 1,251 gegenüber dem beim vollkommenen Überfall 1,258. Da die dritte Dezimalstelle innerhalb der Meßfehlergrenze liegen dürfte, kann für beide Fälle derselbe Wert 1,258 gesetzt werden. Die Abweichung der beiden Werte ist ungefähr 0,5 %.

F_v kann berechnet werden:

$$F_v = m\,[\sqrt{2\,g\,(z + k)} \cdot h']; \quad z = h_1 - h'$$

$$F_v = m\,[\sqrt{2\,g\,(h_1 + k - h')} \cdot h'].$$

Bei einer Wehrbreite von b wird die abfließende Wassermenge Q:

$$(4) \qquad Q = b\,m\,[\sqrt{2\,g\,(h_1 + k - h')} \cdot h'].$$

Die abgesenkte Durchflußhöhe h' errechnet sich, gemäß der Überlegung, die beim vollkommenen Überfall angestellt wurde:

$$\frac{h'}{w} = f\left(\frac{h_1}{w}\right); \quad \frac{h_1}{w} = n.$$

Dann ist:

$$\frac{h'}{w} = A\,n^{\alpha}; \quad h' = A\,n^{\alpha}\,w.$$

Es wurden ermittelt (Abb. 18)

$$A = 0{,}70 \text{ und } \alpha = 1{,}1$$

$$\frac{h'}{w} = 0{,}70\left(\frac{h_1}{w}\right)^{1,1}$$

$$h' = 0{,}70 \cdot h_1 \sqrt[10]{\frac{h_1}{w}}.$$

Die Ergebnisse in Gleichung 4 eingesetzt:

$$(5) \qquad Q\,(\mathrm{m^3/sek}) = 3{,}903\,b\,h_1 \sqrt[10]{\frac{h_1}{w}} \cdot \sqrt{h_1 + k - 0{,}70\,h_1 \sqrt[10]{\frac{h_1}{w}}}.$$

In der Gleichung 5 kommt die Unterwasserspiegelhöhe h_2 nicht zum Ausdruck; der Abfluß ist demnach unabhängig vom Stande des Unterwassers; die Gleichung stimmt in der Form mit der des vollkommenen Überfalles überein. Nur im Verhältnis $\frac{h_1}{w}$ tritt sowohl im Beiwerte als auch im Exponenten eine Änderung ein; beide Werte haben sich vermindert. Die Durchflußhöhe h', die beim vollkommenen Überfall eine Funktion von der unabgesenkten Oberwasserspiegelhöhe h und der Wehrhöhe w war, wird in diesem Falle mittelbar wieder durch die Oberwasserspiegelhöhe h_1 abhängig von der Zuflußgeschwindigkeit v_a.

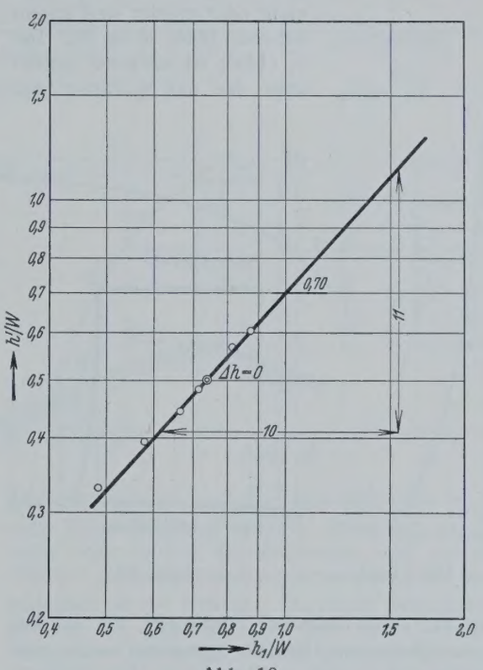


Abb. 18.

Der Verlauf der v_v-Linie kann mit der unter III. eingehend dargelegten Quergeschwindigkeitstheorie leicht erklärt werden. Eine Einwirkung des Unterwassers macht sich, wie schon erwähnt, in diesem Falle nicht bemerkbar, so daß die Theorie vom vollkommenen Überfall ganz übernommen werden kann. Die kleineren Wassermengen (Abb. 15) zeigen dasselbe Verhalten, wie die unter III. besprochenen.

V. Der unvollkommene Überfall.

Der unvollkommene Überfall wurde unter I. als die Abflußform gekennzeichnet, bei dem kein Wasserteilchen des Wasserquerschnittes unter die Höhe der Wehrkrone sinkt. Es ist also $\Delta h =$ positiv. Der Untersuchung der Abflußvorgänge lag die für den vollkommenen Überfall bestehende Geschwindigkeitsparabel zugrunde. Es wurde versucht, den unvollkommenen aus dem vollkommenen Überfall abzuleiten.

Wie schon erwähnt, unterschied bereits Bazin zwei Formen des unvollkommenen Überfalles. Bei der I. Form senkt sich der abfließende Strahl wie beim vollkommenen ab, nur wird der Fuß von dem zurückfließenden Unterwasser bedeckt. Aus diesem Grunde kann die Bezeichnung „Tauchform" gewählt werden (Abb. 4). Die Abflußform II zeigt ein welliges Überströmen des Wehrkörpers („Wellenform").

I. Form (Tauchform).

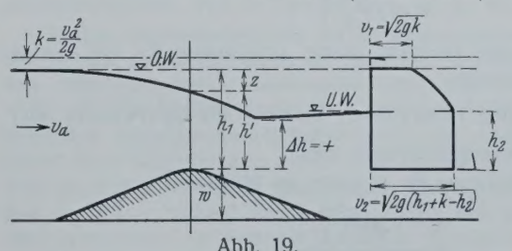


Abb. 19.

Die Bezeichnung der einzelnen Größen wurde aus IV. übernommen (Abb. 19). Mit Hilfe der Stauröhre wurde wiederum die v_v-Linie ermittelt. Im Absenkungspunkte bindet sie in die theoretische

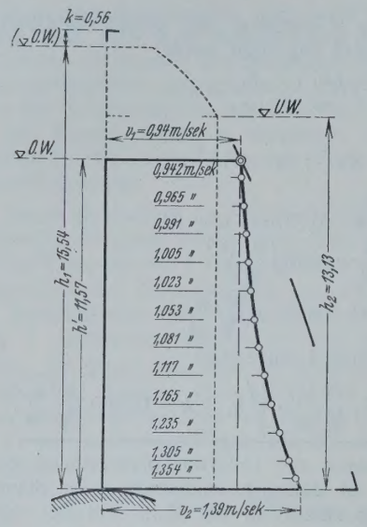


Abb. 21. $Q = 79{,}9$ l/sek

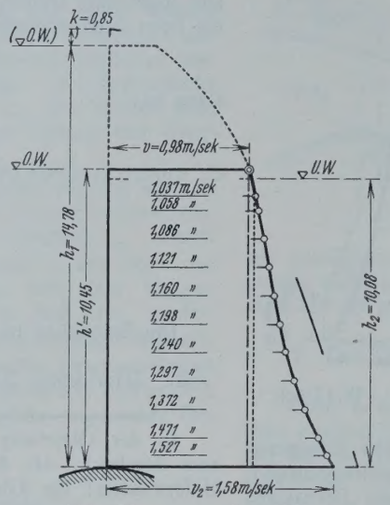


Abb. 22. $Q = 79{,}9$ l/sek

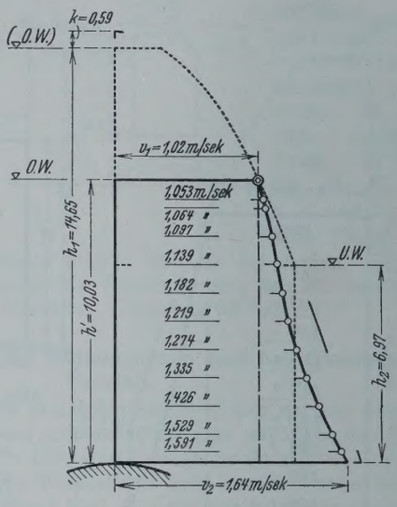


Abb. 23. $Q = 79{,}9$ l/sek

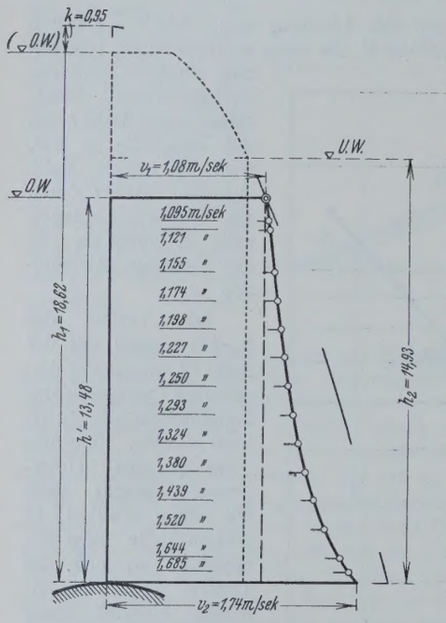


Abb. 20. $Q = 113{,}4$ l/sek

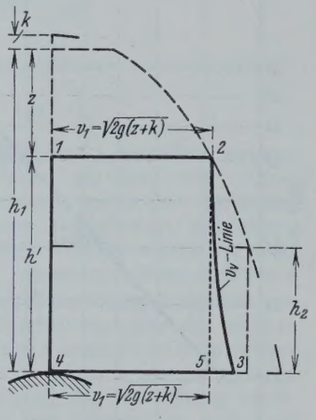


Abb. 24.

Geschwindigkeitsparabel ein, während sie an der Wehrkrone mehr oder minder weit stromauf rückt (Abb. 20 bis 23). Die v_v-Linie ist schlanker gegenüber der des vollkommenen Überfalles. Das Verhältnis der theoretischen Q-Fläche (F_t), die aus der bekannten Gleichung für unvollkommene Überfälle gewonnen wurde, und der tatsächlichen (F_v) stellt nach I. den μ_u-Wert dar. Die Grenzen liegen in diesem Falle bei 0,783 und 1,178. Der Unterschied beträgt rd. 0,4, das würde, auf die Wassermenge bezogen, 40 % ausmachen. Aus diesem Ergebnis kann man den Schluß ziehen, daß es praktisch unmöglich ist, für μ_u einen Wert zu finden, der den tatsächlichen Verhältnissen annähernd entspricht.

Bei der Aufstellung einer Abflußgleichung wurde derselbe Weg eingeschlagen, wie bei der Berechnung des vollkommenen Überfalles. Die F_v-Fläche wurde wieder zerlegt in ein Rechteck $h' \cdot [v_1 = \sqrt{2g(z+k)}]\,(F_m)$ und in eine Restfläche $\overline{2\,v_v\,3\,5}$ (Abb. 24). Das Verhältnis zwischen F_v und dem genannten Rechteck sei mit m bezeichnet.

Dann ist

$$F_v = m\,F_m.$$

Der m-Wert wird aber, bei wirkendem Unterwasser, eine Funktion des Verhältnisses von der Höhe des Oberwasserspiegels zum Unterwasserspiegel:

$$m = f\left(\frac{h_1}{h_2}\right).$$

Die Untersuchung obiger Funktion wurde gemeinsam für die beiden Abflußformen vorgenommen.

Bei $\frac{h_1}{h_2} = 1{,}174$ ging Form I durch Erhöhen des Unterwassers oder Absenken des Oberwassers in Form II über.

Die gefundene Gleichung für m lautet im Mittelwert:

$$\underline{m = 0{,}965\left(\frac{h_1}{h_2}\right).}$$

Bei dem Verhältnis $\frac{h_1}{h_2}$ größer als 1,29 im Mittel lagen die aufgetragenen m-Werte ober- oder unterhalb einer Ausgleichgeraden. Mathematisch muß diese Gerade eine Parallele zur $\frac{h_1}{h_2}$-Achse sein, denn für:

$h_2 = o$ (vollkommener Überfall) wird $\frac{h_1}{h_2} = \infty$,

d. h. der Schnittpunkt der Mittelgeraden mit der $\frac{h_1}{h_2}$-Achse liegt im Unendlichen.

Die Gleichung:

$$m = 0{,}965\left(\frac{h_1}{h_2}\right)$$

gilt nach den vorliegenden Messungen von:

$$\frac{h_1}{h_2} = 1{,}174 \text{ bis } \frac{h_1}{h_2} = 1{,}29.$$

Bei einem größeren Verhältnis kann $m = \text{konst} = 1{,}24$ gesetzt werden. Dieser Wert gilt nur für den Fall, daß Δh positiv ist.

Die tatsächliche Q-Fläche kann demnach berechnet werden:

$$F_v = m\left[\sqrt{2\,g\,(z+k)}\,h'\right]$$

a) von $\frac{h_1}{h_2} = 1{,}174$ bis $\frac{h_1}{h_2} = 1{,}29$

(6) $$F_v = \left[0{,}965\left(\frac{h_1}{h_2}\right)\right]\left[\sqrt{2\,g\,(z+k)}\,h'\right].$$

b) $\frac{h_1}{h_2} > 1{,}29$

(7) $$F_v = 1{,}24\left[\sqrt{2\,g\,(z+k)}\,h'\right]$$

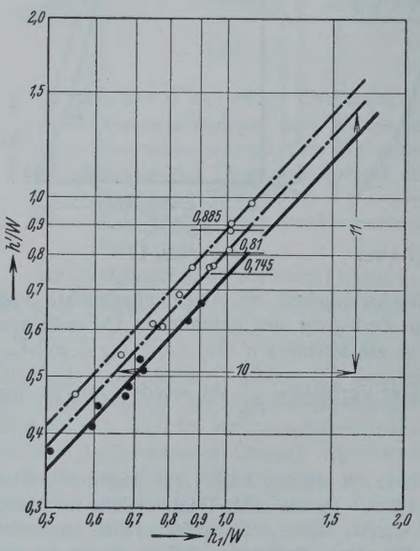


Abb. 25.

Die Funktion $\frac{h'}{w} = f\left(\frac{h_1}{w}\right)$ wurde wie in den beiden vorhergegangenen Fällen ermittelt:

$$h' = A\,n^{\alpha}\,w.$$

$A = 0{,}745$ und $\alpha = 1{,}1$ (Abb. 25).

Dann ist:

$$h' = 0{,}745\left(\frac{h_1}{w}\right)^{1{,}1} w$$

$$h' = 0{,}745\,h_1\sqrt[10]{\frac{h_1}{w}}.$$

Gl. 6 lautet nach Einsetzen der gefundenen Werte:

für die Grenzen $\frac{h_1}{h_2} = 1{,}174$ bis $\frac{h_1}{h_2} = 1{,}29$

(8) $$\underline{Q\,(\text{m}^3/\text{sek}) = 3{,}185\,\frac{h_1^2}{h_2}\sqrt[10]{\frac{h_1}{w}}\cdot b\sqrt{h_1 + k - 0{,}745\,h_1\sqrt[10]{\frac{h_1}{w}}}}$$

Gl. 7: für $\frac{h_1}{h_2} > 1{,}29$

(9) $$\underline{Q\,(\text{m}^3/\text{sek}) = 4{,}093\,b\,h_1\sqrt[10]{\frac{h_1}{w}}\sqrt{h_1 + k - 0{,}745\,h_1\sqrt[10]{\frac{h_1}{w}}}.}$$

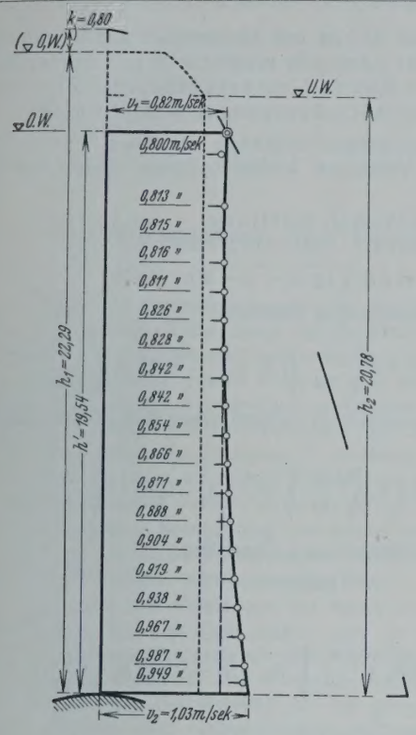


Abb. 26.

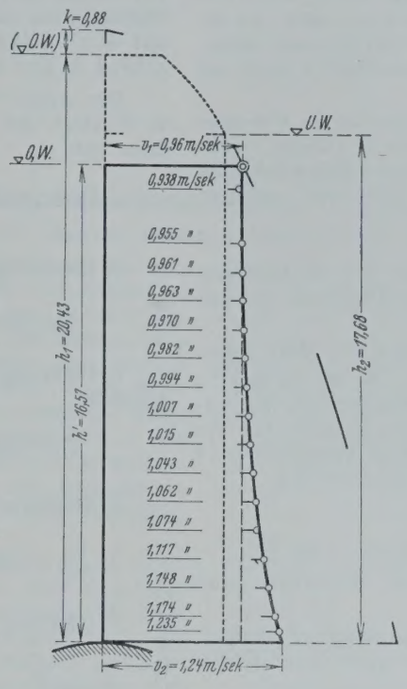


Abb. 27.

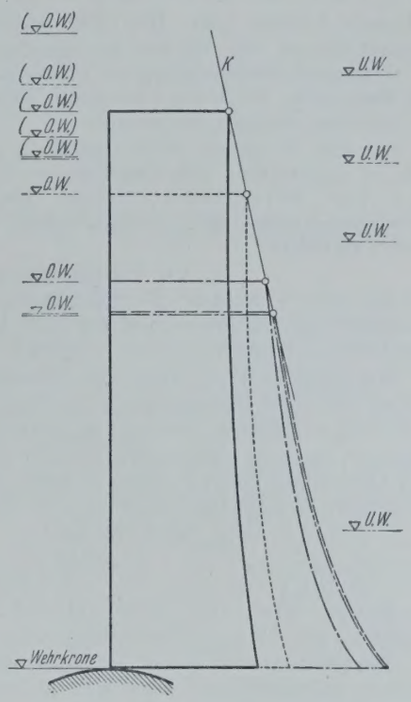


Abb. 29. $Q = 113{,}4$ l/sek

In Gl. 8 tritt die Unterwasserspiegelhöhe h_2 in Erscheinung, während sie in (9) unberücksichtigt bleibt. In beiden Gleichungen beeinflußt die Unterwasserspiegelhöhe über Wehrkrone nur den m-Wert. Größen, die nicht sofort bestimmt werden können und der Schätzung überlassen bleiben, sind weder in (8) noch in (9) vorhanden.

II. Form (Wellenform).

Die mit Hilfe der Stauröhre gefundene v_v-Linie war durchschnittlich flacher als die der I. Form (Abb. 26 u. 27).

Der obere Ast der v_v-Linie bindet im Absenkungspunkt ein, während der untere sich noch mehr von dem Parabelpunkte der Wehrkrone entfernt.

Das Verhältnis von F_v und F_t (F_t wieder Q-Fläche der alten Abflußgleichung) (Abb. 12) wurde wiederum ermittelt. Dieses μ_u der Abflußgleichung bewegt sich in den Grenzen 1,02 und 1,22. Für die Wassermenge kommt sie einem Unterschiede von 20 % gleich.

Die Ermittlung der Funktion von m fällt mit der von der I. Form zusammen.

Die Gleichung: $m = 0{,}965 \left(\frac{h_1}{h_2}\right)$ gilt für

$$\frac{h_1}{h_2} < 1{,}174.$$

Die Funktion $\frac{h'}{w} = f\left(\frac{h_1}{w}\right)$:

$$h' = A\, n^{\alpha}\, w$$

ergab in diesem Falle ziemliche Streuung (Abb. 25). Für A sind die Grenzen 0,81 und 0,885, im Mittelwert 0,84 ermittelt worden. α blieb wie im vorhergehenden Fall $= 1{,}1$.

Es ist demnach:

$$h' = 0{,}84 \left(\frac{h_1}{w}\right)^{1{,}1} \cdot w$$

$$h' = 0{,}84\, h_1 \sqrt[10]{\frac{h_1}{w}}\,.$$

Die Gleichung für die Wassermenge Q lautet nach Einsetzen der gefundenen Werte:

$$(10) \qquad Q\,(\mathrm{m^3/sek}) = 3{,}591 \cdot \frac{h_1^2}{h_2} \sqrt[10]{\frac{h_1}{w}} \cdot b \sqrt{h_1 + k - 0{,}84\, h_1 \sqrt[10]{\frac{h_1}{w}}}\,.$$

Die Gl. 8 u. 10 zeigen dieselbe Form, nur sind ihre konstanten Zahlen voneinander verschieden.

Erklärung der Abflußvorgänge durch die Quergeschwindigkeitstheorie.

Nimmt man an, daß der in Abb. 28 gezeigte Überfall ein vollkommener ist, dann würde sich die gestrichelte v_v-Linie ergeben. Sie bindet sowohl im Absenkungspunkt als auch an der Wehrkrone in die theoretische Parabel ein. Daß es die entstandenen lotrechten Quergeschwindigkeiten sind, die diese Form der v_v-Linie hervorrufen, wurde unter III. eingehend dargelegt. Steigt nun das Unterwasser um eine gewisse Höhe h_2 über die Wehrkrone, und Δh ist positiv, dann wird der Überfall zu einem unvollkommenen, und die nun gefundene v_v-Linie ist schlanker als die frühere. Bei dieser Betrachtung soll aus Anschauungsgründen die Tatsache, daß sich der Oberwasserspiegel h_1 mit dem steigenden Unterwasser auch gehoben hat, unberücksichtigt bleiben. Die neue v_v-Linie schneidet die theoretische Parabel nur mehr im Absenkungspunkte, denn dieses Wasserteilchen steht unter der vollen Druckhöhe $k + z$, da es durch keine lotrechte Quergeschwindigkeit von oberhalb gestört wird. Der untere Teil der v_v-Linie ist stromauf gerückt, die Geschwindigkeit in diesem Punkte hat sonach einen Geschwindigkeitsverlust von v_x erlitten. Aber auch die sämtlichen anderen Geschwindigkeiten haben sich um ein gewisses Maß vermindert. Dieser Geschwindigkeitsverlust wird durch zwei völlig getrennte Vorgänge hervorgerufen.

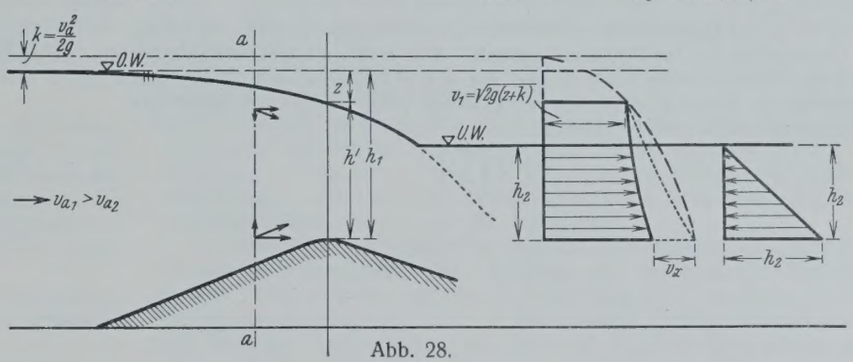


Abb. 28.

1. Der Höhe des Unterwassers h_2 entspricht eine Oberwasserhöhe h_1, die größer ist als die beim vollkommenen Überfall. (In Abb. 28 aus den angegebenen Gründen nicht berücksichtigt.) Dieses neue h_1 bewirkt aber gemäß $v = \frac{Q}{F}$, daß die dazugehörige Ankunftgeschwindigkeit v_{a_2} kleiner ist als die frühere v_{a_1}. Die Neigung der Anlaufstrecke bezw. die der Wasserbahnen ist dieselbe geblieben wie beim vollkommenen Überfall. Die hemmende Wirkung der hervorgerufenen lotrechten Quergeschwindigkeiten wird in Fall II, da $v_{a_2} < v_{a_1}$ ist, größer sein als in I.

2. Den Geschwindigkeiten im Wehrkronenquerschnitt stellt sich der Gegendruck des Unterwassers als Hindernis hemmend in den Weg. Der von oben nach unten zunehmende Unterwasserdruck wirkt als Gegenkraft auf die bereits durch die Quergeschwindigkeiten um v_{x_1} verminderten Einzelgeschwindigkeiten ein. Bei steigendem Unterwasser nimmt diese Gegenkraft in einem Druckdreieck zu, und der Verlust v_{x_2} wird gegenüber v_{x_1} immer bedeutender. Die v_v-Linie wird mit wachsendem h_2 immer flacher; der m-Wert nähert sich der Zahleneinheit. Es wäre interessant, in späteren Versuchen festzustellen, ob der m-Wert

auch unter 1 sinken kann. Das würde bedeuten, daß die v_v-Linie sich stromauf krümmt und vielleicht zur logarithmischen Kurve wird, die für die Geschwindigkeitsverteilung im strömenden Wasser gefunden wurde. Der Wehreinbau hätte dann in diesem Falle keinen Einfluß mehr auf die Strömungsvorgänge des Wassers.

Auf Abb. 29 wurden die verschiedenen Q-Flächen für die Versuchsreihe 18 aufgetragen. Die Ermittlung der jeweiligen Q-Flächen ergab: $2 \times 87{,}5$ cm, 88,4 cm und $2 \times 85{,}5$ cm. Die Q-Flächen haben bei allen Abflußerscheinungen ihre Größe ungefähr beibehalten und nur ihre Gestalt verändert.

VI. Schlußfolgerung.

Auf Abb. 9 wurden die Wassermengen, die die Weisbachsche Gleichung ohne μ-Beiwert ergibt, mit denen der neuen Gleichung und den tatsächlichen Versuchsergebnissen verglichen.

Die gefundenen μ_u-Werte des unvollkommenen Überfalles lassen klar erkennen, daß Unterschiede je nach Wahl des μ_u-Wertes bis zu 40% und darüber auftreten können. Aus diesem Grunde ist es unmöglich, auch nur angenähert einen richtigen Beiwert für die alte Gleichung zu bestimmen. Wurde doch in der Versuchsreihe 14 bei gleicher Wassermenge bei einer Unterwasserspiegelhöhe von

rd. 0,13 m ein μ_u-Wert von 1,094
rd. 0,10 „ „ „ „ „ 0,927
rd. 0,07 „ „ „ „ „ 0,810 gefunden (Abb. 21 bis 23).

Der μ_u-Wert der alten Gleichung ist demnach eine Funktion der Unterwasserspiegelhöhe h_2.

Vergleicht man die gefundenen neuen Abflußgleichungen (Zusammenstellung) miteinander, so kann man sie auf eine gemeinsame Grundgleichung zurückführen:

$$Q = m\, b\, h' \sqrt{2\, g\, (z + k)} = m\, F\, v.$$

$(b\, h')$ ist der tatsächlich durchflossene Querschnitt, und $\sqrt{2\, g\, (z + k)}$ ist die Geschwindigkeit im Absenkungspunkte. Der m-Wert bleibt, wie gezeigt, beim vollkommenen Überfall und bei der Erscheinung des Überganges konstant. Beim unvollkommenen Überfall wird er von der Höhe des Unterwasserspiegels h_2 abhängig:

$$m = f\left(\frac{h_1}{h_2}\right).$$

Der Aufbau der Gleichungen ist klar und übersichtlich und scheidet jede Willkürlichkeit aus. Es ist demnach möglich, alle Überfallarten auf den vollkommenen Überfall zurückzuführen. Ein Unterschied in den einzelnen Abflußvorgängen besteht nicht.

Der Arbeit liegen Anregungen zugrunde, die Herr Prof. Dr.-Ing. R. Winkel, der an den Versuchen lebhaften Anteil nahm, dem Verfasser gab.

Zusammenstellung.

a) Grundgleichung:

$$Q = m\, b\, h' \sqrt{2\, g\, (h + k - h')};$$

b) Gleichung des vollkommenen Überfalls:

$$Q\,(\mathrm{m^3/sek}) = 4{,}067\, b\, h \sqrt[5]{\frac{h}{w}} \sqrt{h + k - 0{,}73\, h \sqrt[5]{\frac{h}{w}}};$$

c) Gleichung des Überganges vom vollkommenen zum unvollkommenen Überfall:

$$Q\,(\mathrm{m^3/sek}) = 3{,}903\, b\, h_1 \sqrt[10]{\frac{h_1}{w}} \sqrt{h_1 + k - 0{,}70\, h_1 \sqrt[10]{\frac{h_1}{w}}};$$

d) Gleichung des unvollkommenen Überfalles:

α) Tauchform:

1. $\frac{h_1}{h_2} > 1{,}29$

$$Q\,(\mathrm{m^3/sek}) = 4{,}093\, b\, h_1 \sqrt[10]{\frac{h_1}{w}} \sqrt{h_1 + k - 0{,}745\, h_1 \sqrt[10]{\frac{h_1}{w}}};$$

2. von $\frac{h_1}{h_2} = 1{,}174$ bis $\frac{h_1}{h_2} = 1{,}29$

$$Q\,(\mathrm{m^3/sek}) = 3{,}185\, \frac{h_1^2}{h_2} \sqrt[10]{\frac{h_1}{w}}\, b \sqrt{h_1 + k - 0{,}745\, h_1 \sqrt[10]{\frac{h_1}{w}}}.$$

β) Wellenform:

$$Q\,(\mathrm{m^3/sek}) = 3{,}591\, \frac{h_1^2}{h_2} \sqrt[10]{\frac{h_1}{w}}\, b \sqrt{h_1 + k - 0{,}84\, h_1 \sqrt[10]{\frac{h_1}{w}}}.$$

Beobachtungen und Versuche über Schwimmsanderscheinungen beim Bau einer Talsperre.[1]

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. **Hermann Zippel**, Hamburg.

Bei den Bodenuntersuchungen für den Bau der Talsperre bei Lappin im Kreise Danziger Höhe, durch die die Radaune mittels eines Erddammes mit vorgelagerter Lehmdichtung angestaut wird, traf man in zahlreichen Fällen einen feinen grauen Sand an, der im Gebiete des späteren Staubeckens die einzige durchgehend erkennbare, stellenweise sehr mächtige Schicht darstellt. Bei der Aufnahme der Bohrergebnisse wurde dieser Sand als „toniger Schwemmsand" bezeichnet, da man zweifellos richtig annahm, daß der Sand durch Wasser, das sich wahrscheinlich in sehr geringer Bewegung befand, an seine jetzige Lagerstätte geschwemmt ist.

Die genauere Bezeichnung des Sandes auf Grund einer Untersuchung der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau, Berlin, lautet: „Schmutziggrauer, kalkhaltiger, schwach toniger Sand".

Schon bei den Bohrungen, bei denen man das Grundwasser in durchschnittlich 1 bis 2 m Tiefe antraf, war es auffallend, daß dieser Sand sofort nach dem Herausziehen des Bohrgerätes den Hohlraum, der durch die jeweilige Entnahme des Bohrgutes entstand, restlos ausfüllte, so daß die Tieferführung der Bohrung nur bei sofortigem Nachdrehen des Bohrrohres möglich war. Diese Erscheinung war deswegen eigenartig, weil der Sand bisweilen in Klumpen zutage gefördert wurde, ja sogar manchmal nur mit der Tonschappe aus dem Bohrloch herausgeholt werden konnte und trotzdem so stark zusammenfloß. Ein Aufquellen des Sandes im Rohr wurde jedoch nicht beobachtet. Der Feinsand zeigte starke Neigung zur Schwimmsandbildung.

„Schwimmsand" stellt an sich keine bestimmte Sandsorte dar, sondern immer nur einen bestimmten Zustand, in den viele Bodenarten geraten können, und der immer von dem Vorhandensein von Wasser im Boden abhängig ist. Daher ist es auch nicht richtig, bei der Aufnahme von Bohrergebnissen eine Schicht mit der Bezeichnung „Schwimmsand" zu versehen, da dieser Ausdruck geologisch und auch technisch nichtssagend ist.

In einen Zustand, der dem des Schwimmsandes sehr verwandt ist, können außer Sandsorten der verschiedensten Korngröße auch bedeutend gröbere Materialen bis zum Schotter geraten.

Von Rutschungen infolge sehr feinen zum Teil lehmigen Materials handelt ein Teil des Schlußberichtes der geotechnischen Kommission der schwedischen Eisenbahnen[2]), die dort sehr eingehend geschildert werden. In Schweden sind an bestehenden oder im Bau befindlichen Bahnkörpern verschiedene folgenschwere Rutschungen vorgekommen, deren Entstehungsursache aufzuklären und deren Wiederholung in ähnlichen Fällen zu verhindern die Aufgabe der Kommission war.

Die verhältnismäßig jungen Ablagerungen der Sinkstoffe, die die Urströme des schmelzenden Inlandeises mit sich führten, stellen das gefahrbringende Material dar. Dabei handelt es sich um unregelmäßige Ablagerungen von sehr wasserhaltigem Mergel, der mit feinstem staubartigen sandigen Material und Sand durchsetzt ist.

Die Kommission hat die Rutschungen nach ihren Anlässen unterteilt

1. in statisch-dynamische:
   a) Vermehrung der aktiven Belastung,
   b) Verminderung des Gegendruckes.
2. in Veranlassung infolge veränderter Konsistenz:
   a) Verminderung der Friktion,
   b) Verminderung der Kohäsion.

Anderseits sind die Rutschungen nach ihrem Verlauf unterteilt in 1. einfache, 2. zusammengesetzte Bodenverschiebungen, a) vorwärtsgreifende, b) rückwärtsgreifende. Gerade die an letzter Stelle genannte Erscheinung einer rückwärtsgreifenden Bewegung ist für einen Rutsch unter der Mitwirkung von Schwimmsand charakteristisch. Wird nämlich mit Wasser gesättigter und unter einem gewissen Wasserdruck stehender, lose gelagerter Sand in steiler Böschung angeschnitten, so beginnt er als breiartige Masse auszufließen, wodurch den darüberliegenden Massen der Halt entzogen wird. Diese stürzen dann nach, und dadurch wird wiederum höhergelegenen Massen die Stütze genommen. Der Rutsch beginnt also am Böschungsfuß und greift nach oben immer weiter um sich. Im Gegensatze hierzu üben z. B. bei einem Abrutsch auf einer schlüpfrig gewordenen Mergel oder Tonschicht die höher liegenden Massen einen Druck auf die am Böschungsfuß gelegenen aus und bringen sie zum Ausweichen. Bei diesem Vorgang bewegt sich die gesamte Bodenmasse gleichzeitig vorwärts in der Richtung des Gefälles der Gleitschicht, und es zeichnet sich meistens sofort die oberste Bruchfuge ab, die dann später nur noch geringere Veränderungen erfährt.

Selbstverständlich gibt es hierbei und besonders unter den Verhältnissen, die von der schwedischen Kommission geschildert werden (Mergel in wechselnder Vermischung mit sandigem Material) meistens Rutschungen, in denen beide Arten des Verlaufs abwechseln, und auch die Veranlassungen werden zwischen Friktions- und Kohäsionsverminderung während eines Rutsches wechseln, da z. B. Sand überwiegend den Kräften der Friktion unterworfen ist, Mergel dagegen denen der Kohäsion: obwohl man nicht übersehen darf, daß es für Sand Anfeuchtungsgrade gibt, bei denen die Kohäsion vorherrscht, so daß der Sand in senkrechten Böschungen angeschnitten werden kann und stehenbleibt.

Nach Kapitän Westerberg gibt es Bodenarten ohne jegliche Reibung, deren Tragfähigkeit nur durch die Kohäsion bedingt ist. Krey hat festgestellt, daß ein derartiger Boden eine Tragfähigkeit von 6 bis 7 t/m² aufweisen kann.[3])

Bemerkenswert sind u. a. aus dem Schlußbericht die künstlichen Störungen des Gleichgewichts an Schüttungen, die man bei schwedischen Bahnbauten vorgenommen hat. Man erreichte hier durch Sprengungen in wenigen Augenblicken das, was zahlreiche kleine Erschütterungen beim Befahren der Schüttung mit der Zeit unter katastrophalen Begleiterscheinungen doch verursacht hätten, nämlich das Ausweichen des nicht tragfähigen Untergrundes unter der Schüttung.

In seinem Vortrag Loopzand en Dryfzand, dem wohl die umfangreichste Literaturzusammenstellung über Triebsand und Schwimmsand beigefügt ist, gibt Versluis[4]) eine umfassende Darstellung aller Umstände, die die Schwimmsandbildung befördern. Er unterscheidet zwischen Schwimmsand und Triebsand und bezeichnet den Triebsand als einen Ruhezustand sehr sperrig abgelagerten völlig mit Wasser durchtränkten Sandes, aus dem der Schwimmsand durch Gleichgewichtsstörungen hervorgeht.

An Hand von Beispielen wird gezeigt, wie man gleich große Kugeln, also regelmäßig geformte Körper so aufbauen kann, daß das Porenvolumen 47,5% beträgt, während Sandablagerungen mit über 40% Porenvolumen in der Natur nichts Ungewöhnliches darstellen. Das geringste Porenvolumen von Sandablagerungen, das Versluis in der Literatur angegeben fand, betrug 15%.

Es wäre unrichtig, aus den Ausführungen von Versluis den Schluß zu ziehen, daß der Ruhezustand eines zur Schwimmsandbildung neigenden Materials immer Triebsand sein müßte. In Holland scheint dies allerdings häufig der Fall zu sein. In Deutschland ist der Triebsand dagegen, obwohl Schwimmsand häufig auftritt, selten. Man findet ihn besonders auf der Kurischen Nehrung.

Der Triebsand zeichnet sich dadurch aus, daß er schon bei der geringsten Berührung z. B. beim Betreten zu Schwimmsand wird und aus seiner sperrigen Lagerung in eine dichtere übergeht, wobei unter Umständen der die Störung hervorrufende Gegenstand fest umschlossen wird. Da sich der Sand hierbei nicht gleich mit seinem kleinstmöglichen Porenvolumen absetzt, so kann sich der Vorgang mehrfach wiederholen. Dadurch ist es möglich, daß ein Fremdkörper im Triebsand ganz versinken kann. Das spätere Herausziehen eines solchen Körpers aus dem Sand ist meistens unmöglich, da sich der Sand dicht um ihn herum abgesetzt hat.

Im Gegensatze hierzu kann man einen Sand, der stark zur Schwimmsandbildung neigt, auch wenn er unter erheblichem Wasserdruck steht, sehr oft in der Sohle einer frisch aufgeschlossenen Baugrube ohne jede Gefahr betreten, ja sogar befahren, was z. B. in Lappin häufig geschah Da handelte es sich also nicht um Triebsand.

Weiter unten wird geschildert, wie in Lappin an einer Stelle unabsichtlich künstlich Triebsand auf der Baugrubensohle durch vielfaches Durcharbeiten des Materials mit der Schaufel erzeugt wurde. Dabei wird das Porenvolumen des Sandes so stark vergrößert, daß die den Sand zu

[1]) Auszug aus einer von der Technischen Hochschule Danzig genehmigten Dissertation. Der hier nicht wiedergegebene erste Teil der Dissertation enthält die Ergebnisse von Fallversuchen mit Feinsand.

[2]) Statens Järnvägars Geotekniska Kommission 1914—22 Slutbetänkandi.

[3]) Krey, Widerstandsfähigkeit des Untergrundes und der Einfluß der Kohäsion beim Erddruck und Erdwiderstand; „Die Bautechnik" 1927.

[4]) Loopzand en Drifzand; De Ingenieur 1926, v. 17. Juli, Nr. 29.

einer festen Masse verbindenden Kräfte der Kohäsion und der Friktion fast gänzlich ausgeschaltet werden.

Dies ist die natürliche Ablagerungsart des Triebsandes. Daß gerade sehr feine Sande selten als Triebsand angetroffen werden, dürfte daran liegen, daß sie auch bei sehr sperriger Lagerung der Kohäsion und der Friktion in viel stärkerem Maße unterworfen sind als grobkörniges Material.

Wird ein mit Wasser gesättigter feinkörniger Sand, der unter einem gewissen Wasserdruck steht, in einer Böschung angeschnitten, so bietet er häufig dem andrängenden Wasser keine genügende Abflußmöglichkeit, so daß meistens am Böschungsfuß durch den Wasserdruck der Gleichgewichtszustand des Sandes gestört wird. Dann beginnt der Sand unter Vergrößerung seines Porenvolumens auf über 50% mit dem Wasser auszufließen, und sich mit wiederum vermindertem Porenvolumen in einem mehr oder weniger flachen Kegel abzusetzen.

Je stärker der die Umlagerung befördernde Wasserandrang ist, desto mehr wird der ganze Vorgang dadurch, daß die Setzung des Materials durch immer neue Wasserzufuhren behindert wird, in die Länge gezogen.

So hat man es bei den Muren mit Vorgängen zu tun, bei denen die Einwirkung einer großen Wassermenge unter starkem Gefälle sogar Schutthalden, die Steine und grobes Material enthalten, in Bewegung setzt. Dabei vermag infolge eines langen Sickerweges, wie beim Schwimmsand, das Material nicht genügend Wasser abzuführen, gerät in einen labilen Zustand und ist bestrebt, sich wieder zu setzen, was durch die Wasserzufuhren und durch das meistens starke Gefälle behindert wird. Über das Zustandekommen der Muren hat Stiny eingehende Forschungen angestellt.[5]) Dabei stellte Stiny u. a. fest, daß bei einer Neigung des Gerinnes von 40° eine Mur 42,15% Wasser und 57,85% Geschiebe nach Gewichtsprozenten enthielt, was einem Porenvolumen des Geschiebes von 59% unter der Voraussetzung eines verhältnismäßig leichten Gesteins entspricht.

Stiny erwähnt auch, daß das sichere Zeichen für das Auftreten einer Mur das plötzliche Versiegen eines Baches ist, dessen Wasser dann von dem Geröll und Schutt, wie von einem Schwamm aufgesogen wird, woraufhin die Mur nicht mehr lange auf sich warten läßt.

Weitere Untersuchungen über Schwimmsand sowie zahlreiche Beispiele aus der Praxis hat Terzaghi[6]) veröffentlicht.

Terzaghi hat den Ausdruck der Setzungsfließung für den Schwimmsandzustand angewandt, da es sich hierbei um die Setzungsbestrebungen der Sandkörner nach vorhergehender Auflockerung handelt. Außerdem sagt Terzaghi, daß das Wasser fälschlich als Schmiermittel bei den geschilderten Vorgängen angesprochen wird, sondern daß es im Gegenteil eine die Reibung erhöhende Flüssigkeit darstellt.

Pollack[7]) faßt die vier Hauptursachen des Schwimmsandcharakters feinstkörniger Sande kurz zusammen:

1. Die geringe Durchlässigkeit dieser Sandsorten, 2. Unfähigkeit derbkörniger Aggregate, kontinuierliche Formänderungen zu erleiden, 3. die geringe Sinkgeschwindigkeit der Teilchen, 4. die Sperrigkeit der Lagerung feinstkörniger Sedimente. Im übrigen decken sich Pollacks Ausführungen mit denen von Terzaghi über Schwimmsand im wesentlichen.

Die unter Punkt 2 genannte Eigenschaft des Sandes weist gleichzeitig auf den Hauptunterschied zwischen Sand und Mergel hin, der darin besteht, daß durchfeuchteter Mergel zusammendrückbar ist und hierbei Wasser abgibt, was bei Sand nicht möglich ist, solange nicht die Sandkörner zersplittert werden. Diese Tatsache sichert dem durchfeuchteten Feinsand trotz aller unangenehmen Eigenarten bei geeigneter Behandlung immer den Ruf eines bedeutend besseren Baugrundes, als ihn lockerer durchgefeuchteter Mergel darstellt, der bei den anderweitigen Untersuchungen der oben erwähnten schwedischen geotechnischen Kommission in hier nicht zu behandelnden Fällen die Hauptrolle gespielt hat.

Neben den Schwierigkeiten, die dem Tief- und Wasserbauer vielfach aus dem Auftreten von Schwimmsand erwachsen, sind die Schwierigkeiten mit Schwimmsand im Bergbau häufig sehr erheblich, und die Literatur des Bergbaues enthält daher zahlreiche Schilderungen von Schwimmsandausbrüchen und Vorschlägen zu deren Verhinderung.

In dem Lehrbuch der Bergbaukunde von Heise-Herbst, Bd. 2, S. 51 bis 60[8]), wird auf die Schwierigkeit hingewiesen, beim Durchfahren einer Schwimmsandstrecke, das feine Sand- und Wassergemisch am Durchdringen der Fugen in der Getriebezimmerung zu hindern.

L. Herwegen gibt in seiner Dissertation über „Das Schwimmsandproblem und seine Anwendung auf verschiedene Abteufmethoden in schwimmendem Gebirge", S. 2[9]) folgende Definition des Schwimmsandes: „Als Schwimmsandschichten sind nur solche Sand- und Tonablagerungen zu bezeichnen, deren einzelne Poren infolge der Lage unterhalb des normalen Wasserspiegels mit Wasser angefüllt sind, und zwar derart, daß infolge Kapillarwirkung das Wasser bis zu einem ziemlich hohen Betrage am Sande derart fest haftet, daß es sich infolge seiner Schwerkraft allein nicht vom Sande zu trennen und infolgedessen auch keine hydrostatischen Kräfte auszuüben vermag. Erst infolge einer natürlichen Wasserdruckerhöhung tritt der Schwimmsand bei der geringsten Gleichgewichtsstörung des Schichtenverbandes sofort als dicke Trübe aus und ist bestrebt, nach den freigelegten Flächen hinzuströmen."

Nicht übereinstimmend mit den oben gemachten Ausführungen wird hier das Material auch im Ruhestande als Schwimmsand bezeichnet.

Von der Bekämpfung der Wassersand- und Schwimmsandgefahr im Norddeutschen Braunkohlenbergbau handelt eine umfangreiche Arbeit von Niess[10]), in der mit „Wassersand" Sandsorten bezeichnet werden, die nicht sehr feinkörnig und entwässerbar sind im Gegensatze zu dem tonigen Feinsand, dort „Schwimmsand" genannt.

Diese Entwässerungsmöglichkeit für den Bergbau gefährlicher Sandschichten ist von Gräff[11]) daraufhin untersucht worden, ob durch Wasserentziehung Veränderungen in der Lagerung der Sandkörner gegeneinander eintreten, wodurch Schäden an der Geländeoberfläche entstehen können. Gräff stellt fest, daß eine Lagerungsveränderung nicht stattfindet. Ein derartiger Vorgang dürfte wohl auch nur bei dem von Versluis geschilderten Triebsand möglich sein, der eine derartig lose gelagerte Wassersandmasse darstellt, daß wahrscheinlich schon die Gleichgewichtsstörungen durch Bohrungen die Umlagerung veranlassen könnten. Im übrigen weist Schäfer in der „Bautechnik" 1927, Heft 26 nach, daß durch Grundwasser Absenkungsanlagen Ausspülungen feinster Sandteilchen schon infolge der geringen Fließgeschwindigkeit des Grundwassers fast unmöglich sind und vorkommendenfalls unter normalen Verhältnissen kaum wahrnehmbare Folgen haben. Daß jedoch eine Grundwasserabsenkung auf den Boden als Ganzes betrachtet einen Einfluß ausübt, der sich in einer Senkung des Geländes äußert, die allerdings meistens klein ist, zeigt Körner in der „Bautechnik" 1927, Heft 42, an Hand einiger Berechnungen über die Vergrößerung des Druckes, den die vom Wasser befreiten oder mit kapillarem Wasser befeuchteten Schichten auf ihre Unterlage ausüben gegenüber der Belastung durch die vom Grundwasser durchfeuchteten Bodenmassen, deren Gewicht durch den Auftrieb verringert war. Die sehr geringe Elastizität des Sandes spielt bei diesen Senkungen wohl die Hauptrolle.

Wie wichtig die Frage der Schwimmsandgefahr für den Bergbau ist, erhellt aus den gewaltigen Katastrophen, die Schwimmsandausbrüche im Bergbau zur Folge gehabt haben. Eins der bekauntesten Ereignisse dieser Art ist die Katastrophe von Brüx, die in der Zeitschrift für praktische Geologie 1894 beschrieben wird. Hiernach flossen 40 000 m³ Sand als Schwimmsand in einen Braunkohlenabbau. Die Bodensenkungen waren als natürliche Folge der Substanzverminderung im Untergrund sehr erheblich, und zwar so groß, daß ganze Häuser in den Einsenkungen verschwanden. Etwas ganz Ähnliches hat sich Ende Juli 1927 auf der Zeche Augusta Victoria bei Hüls ereignet. Hier fand ein Einbruch von Schwimmsand in einen ganz neuen Schacht statt. Nachdem die Bewegung zur Ruhe gekommen war, sollen sämtliche Aufbauten um den Schacht herum im weiten Umkreise verschwunden gewesen sein.

Ein weiteres Beispiel für einen Schwimmsandausbruch stellen die Folgen eines Brunnenbaues in Schneidemühl dar.[12]) Hier war ein artesischer Brunnen gebohrt, dessen Wassermassen man nicht rechtzeitig zu bändigen vermochte. Das Wasser führte so erhebliche Sandmengen mit sich, daß durch die starken Substanzverluste im Untergrunde das Gelände Einsenkungen zu zeigen begann.

Eine solche Erscheinung erinnert an die Schlammvulkane und Salsen, deren Vorkommen im Petroleumgebiet am Kaspischen Meer häufig ist. Nach Kayser, Allgemeine Geologie 2. Aufl. 1905, S. 489, bestehen die Salsen aus kleinen flachkegeligen Aufschüttungen aus weichem, in der Regel etwas salz- und erdölhaltigem Tonschlamm, die zu oberst eine kraterähnliche Einsenkung besitzen, aus der Gase, Schlamm und Wasser hervortreten. Hier handelt es sich ebenfalls um Schwimmsand, der allerdings unter Mitwirkung von Gasen ausfließt.

Schwimmsandausbrüche in kraterartiger Form, allerdings ohne vulkanische Begleiterscheinungen sind nach Mitteilung von Prof. Dr. Stremme, Danzig, im Radaunetal in der Gegend von Babenthal zu finden, wo der Sand an verschiedenen Stellen aus dem Erdboden hervorquillt.

Schließlich seien die neuesten Ausführungen über Schwimmsand von Krey in der „Bautechnik" 1927, Heft 35, über „rutschgefährliche und fließende Bodenarten" erwähnt. Hierin wird, wie anfangs betont, hervorgehoben, daß ein Boden als solcher kein Fließboden ist, sondern nur unter bestimmten Umständen dazu werden kann, daß die feinen Sande, die dem Wasseraustritt großen Widerstand entgegensetzen, am leichtesten

[5]) Jahrbuch der Geologischen Reichsanstalt, Wien 1919. Technische Geologie, Ake, Stuttgart 1922.

[6]) Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage. 1925.

[7]) Beweglichkeit bindiger und nichtbindiger Materialien.

[8]) 2. Auflage, Berlin 1913, Julius Springer.

[9]) Halle 1911, W. Knapp.

[10]) Bekämpfung d. Wassersand- u. Schwimmsandgefahr beim Norddeutschen Braunkohlenbergbau (Dissertation). Freiberg 1907. Craz & Gerlach.

[11]) Glückauf 1901, S. 601.

[12]) Zeitschrift für praktische Geologie 1894.

in den Schwimmzustand geraten, ferner, daß als Ursache des Fließzustandes alle Umstände in Frage kommen können, die eine zeitliche oder örtliche Übersättigung des Sandes mit Wasser hervorrufen, wobei natürlich immer die Möglichkeit des Austrittes des Bodens Vorbedingung ist. Das Ergebnis dieser Feststellungen ist, daß zum Schwimmsandzustand neigende Bodenarten ungefährlich sind, wenn sie fest in andere besonders gröbere Bodenarten eingebettet sind.

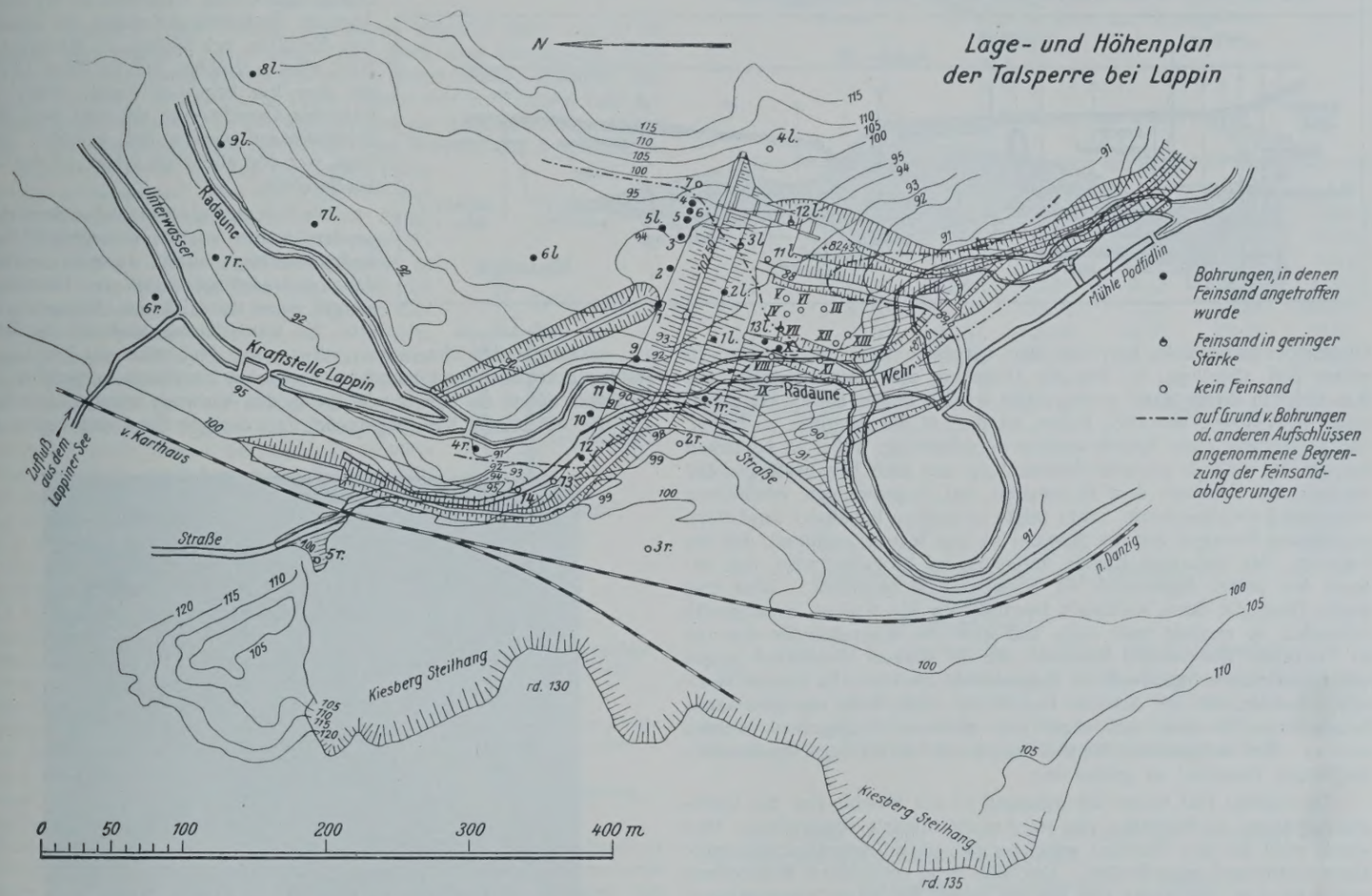
Bodenverhältnisse in Lappin und deren Auswirkung auf die Baumaßnahmen.

Das Radaunetal ist in ein Diluvialplateau eingeschnitten und bestand ursprünglich aus mehreren Seenbecken mit dazwischenliegenden Flußerosionsstrecken. Es ist anzunehmen, daß ein derartiges Becken bei Lappin (s. Lageplan, frühere Kraftstelle Lappin), also oberhalb der Talsperrenbaustelle, und eines unterhalb davon bei Podfidlin (Mühle Podfidlin) gelegen hat. Diese Becken hat dann die Radaune mit den mitgeführten Sinkstoffen, in diesem Falle Feinsand, ausgefüllt.

Feinsandablagerungen stellenweise über 25 m stark festgestellt wurden. Es besteht also die, wenn auch behinderte Möglichkeit einer Grundwasserbewegung unter der Talsperre hindurch. Um einem Emporquellen von Schwimmsand dort, wo Feinsand auch an der Luftseite des Dammes im Untergrunde vorgefunden wurde, entgegenzuwirken, wurde an diesen Stellen für eine genügende Belastung durch Boden gesorgt.

Eine große Gefahr für den Bestand des Dammes wäre vorhanden, wenn die beiden im Lageplan angedeuteten Feinsandablagerungen miteinander im Zusammenhang ständen, was aber offenbar nicht der Fall ist. Die Bohrergebnisse zeigten dies mit ziemlicher Sicherheit.

Der Staudamm besteht aus einem Erddamm und einem auf der wasserseitigen Böschung liegenden Lehmkern, der noch 3 bis 5 m tief in das Erdreich einbindet. Von dieser Tiefe ab sollte eine Unterbrechung des Grundwasserstromes unter der Talsperre hindurch mittels einer z. T. hölzernen, z. T. bis zu 18 m langen eisernen Spundwand erreicht werden, was, wie bereits gesagt, nicht überall mit Sicherheit möglich war. Die Bauwerke innerhalb des Staudammes bestehen aus einem durchgehenden



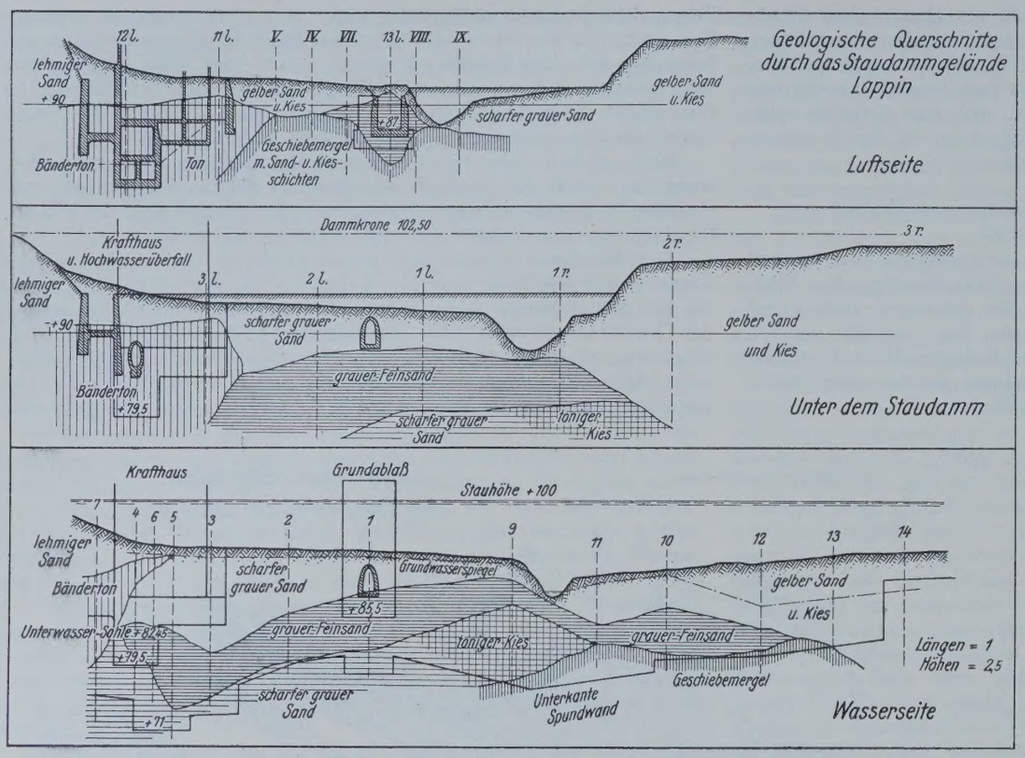
Es wurde mittels Bohrungen und an Hand der Aufschlüsse in den Baugruben eine deutliche Grenze zwischen diesen Feinsandablagerungen festgestellt, die durch einen Riegel, der aus Geschiebemergel besteht, dargestellt wird.

Diese Grenze zwischen den beiden Becken, wäre an sich die gegebene Stelle für die Errichtung einer Talsperre gewesen. Es ist auch wahrscheinlich, daß man sich bei der Herstellung eines alten Wehres, das zu der Mühlenanlage in Podfidlin gehörte, dieser Geschiebemergelbank als einer natürlichen Stufe bediente. Verschiedene Gründe zwangen jedoch bei der Anlage der Talsperre dazu, nur zum Teil diese natürliche Verriegelung des Talgrundes zu benutzen, und den Staudamm in erheblicher Ausdehnung auf den allerdings zum größten Teil von gröberen Schichten stark überdeckten Feinsand zu schütten. Man vermied hierdurch die Unannehmlichkeit, eine große Kiesablagerung auf dem rechten Radauneufer, die zweifellos erhebliche Wasserverluste herbeigeführt hätte, in das Staubecken hineinnehmen zu müssen, sowie Schwierigkeiten mit der Bahnlinie Praust-Karthaus, welch letztere Kosten verursacht hätten, durch die der rentable Ausbau dieser Wasserkraft zurzeit in Frage gestellt worden wäre.

Dadurch, daß die Lappiner Feinsandablagerung stellenweise sogar bis hinter die Luftseite des Dammes reicht, wurde die Frage wesentlich, wie sich der Sand verhalten würde, wenn er unter den vollen Druck des Stauwassers kommt. Zumal da es nicht möglich war, mit der Dichtung der Talsperre in eine undurchlässige Schicht hineinzukommen, da die aus Stampfbeton hergestellten Grundablaßrohr mit dem in der Dammachse angeordneten Schieberturm, sowie aus einem Eisenbetondruckrohr, das die Turbinenzuleitung darstellt. Neben dem Druckrohr und dem Krafthaus ist dann noch ein kaskadenförmiger Hochwasserüberfall in den linkseitigen Hang eingeschnitten.

In den aufgeschlossenen Baugruben trat der Feinsand an zwei Stellen besonders gut sichtbar in die Erscheinung. Einmal in der Grundablaßbaugrube, in der die Lappiner Ablagerung ihre größte flußabwärts gerichtete Ausdehnung erreicht und dann in dem sehr tief eingeschnittenen Unterwassergraben. Die letzteren Ablagerungen gehören zu dem unteren, dem Podfidliner Becken.

Im ersten Fall lag der Grundwasserspiegel ungefähr 5,5 m über der Baugrubensohle. Der Wasserspiegel der Radaune lag hier ungefähr 2 m über der Sohle der Baugrube. Der angetroffene Feinsand, in den die Baugrube mit Ausnahme einer Stelle von wenigen Quadratmetern Ausdehnung allerdings nur bis zu geringer Tiefe hinabgeführt wurde, bereitete beim Aushub zunächst keine wesentlichen Schwierigkeiten, da infolge des geringen Anschnittes die Schwimmsandausbrüche in den Böschungen nicht erheblich waren. Die Entwässerung des Sandes durch eine Grundwasserabsenkungsanlage mit Rohrbrunnen erwies sich hier als unmöglich. Bei der Bearbeitung mit der Schaufel zeigte der Sand eine durchaus feste Struktur, eine Beobachtung, die auch in der Literatur mehrfach Erwähnung findet. So wurde beim Bau des Kriegshafen an der Jade dasselbe beobachtet und ebenfalls die Festigkeit des Feinsandes im



Gleichgewichtszustande hervorgehoben (Deutsche Bauzeitung 1869). In einem Fall allerdings, in dem die Gründung des Schieberturmes noch 3 m tiefer in diesen Sand hineingeführt werden mußte, machte die Eigenschaft des Sandes, von allen Seiten als Brei in die Baugrube zu laufen, die Anwendung eines Spundwandkastens notwendig, wobei zu bemerken ist, daß die vielfach gemachte Beobachtung sich auch hier bestätigte, daß nämlich der Feinsand dem Einrammen von Spundwänden erheblichen Widerstand entgegensetzte. Hier zeigte es sich auch, daß der Sand durch mehrfaches Bewegen mit der Schaufel so viel Wasser aufnimmt, daß die Lagerung der einzelnen Körner untereinander so locker wird, daß der Sand bei jedem Spatenstich als Schwimmsand nachfließt. Wird eine solche Baugrube durch vielfaches Durchwühlen des Bodens unsachgemäß behandelt, so versinkt man darin und spürt die Wirkungsweise des nun zu Triebsand gewordenen Materials, die in starkem Widerstand gegen das Herausziehen irgendwelcher Gegenstände besteht. Es konnte beobachtet werden, daß die Arbeiter ihre Stiefel nicht mehr aus dem Sande herausziehen konnten, und diese erst mühsam freigegraben werden mußten. Bei sachgemäßer Behandlung aber ist dieser Sand durchaus als tragfähiger Baugrund zu gebrauchen.

Im zweiten Fall wurde der Feinsand in den Böschungen des Unterwassergrabens in Schichten von rd. 4 m Mächtigkeit angetroffen. Hier wurde auch der den Feinsand wahrscheinlich überall unterlagernde untere Geschiebemergel angeschnitten. Der Sand stand unter einem Wasserdruck von 3 bis 5 m. Es zeigte sich, daß die in der Böschung liegenden Sandmengen das Bestreben hatten, in den Graben hinabzuströmen, und zwar geschah dies in Form von zunächst kleinen Gerinnen, in denen sich ein Brei die Böschung hinabbewegte. Solch eine Rinne bildete sich an irgend einer Stelle der Sandschicht aus einer anfangs kleinen und dann immer größer werdenden Höhle.

Aus dem Hintergrunde dieser Höhle floß der Sand als Trübe heraus und lagerte sich in einer sehr flachen Böschung (etwa 1 : 10) auf der Grabensohle ab. Die Wandungen und das Gewölbe machten einen an sich trockenen und festen Eindruck. Der Sand enthielt aber in dieser Lagerung 29 Gewichtsprozent Wasser. Die Festigkeit dieser Sandgewölbe im Gegensatze zu ihrer Rückwand, die zu Schwimmsand wurde, ist dadurch zu erklären, daß sie dem vollen Wasserdruck nicht mehr ausgesetzt waren, nachdem das andrängende Wasser im Grunde der Höhle einen Ausweg allerdings unter Bildung von Schwimmsand gefunden hatte. In diesen Seiten- und Stirnwänden der Höhle wirkte nun die Kohäsion neben der Friktion in hohem Maße zusammenhaltend auf den Sand ein.

Wenn durch das dauernde Herausfließen des Sandes aus dem unteren Teil der Höhle den Wandungen und dem Gewölbe die genügende Standsicherheit entzogen war, stürzte auf dem ganzen Umfang des Gewölbes ein fast gleichmäßig breiter Sandstreifen ab. Der hinabgestürzte Sand zeigte eine regelrechte Schollenstruktur. Durch den sich sehr schnell wiederholenden Vorgang der Gewölbebildung und des Einsturzes bekam ein derartiger Ausbruch in wenigen Tagen eine Ausdehnung von mehreren m³. Nahm man eine Scholle des trocken aussehenden Sandes in die Hand und erschütterte diese ganz leicht, so floß der Sand sofort als Brei auseinander; es vollzieht sich hierbei eine Setzungsfließung.

Diejenigen Stellen, an denen sich die vorbeschriebenen Höhlen bilden, sind manchmal durch das Vorhandensein einer ganz geringen Tonschicht gegeben, auf der das Wasser mit geringerem Widerstand, als durch die Poren des Sandes vorzudringen vermag. Hier beginnt dann die Schwimmsandbildung durch Vermehrung des Porenvolumens des Sandes mit Hilfe des andrängenden Wassers, bis die freie Beweglichkeit der Körner vorhanden ist, um sich mit überraschender Geschwindigkeit zu einem regelrechten Sandbach zu erweitern. Ähnliche Erscheinungen waren die Ursache von Erdfällen bei Sythen in Westfalen[13]). Hier wurden Höhlen bis zu 50 m Länge, die zum Teil begehbar waren, durch austretendes Grundwasser, das den Sand zum Schwimmsand werden ließ, gebildet. Der Sand war dort allerdings gröber, als der hier beschriebene.

Die Befestigung eines solchen Schwimmsandausbruches war im vorliegenden Falle verhältnismäßig einfach, da man unterhalb der Feinsandablagerungen im Geschiebemergel einen standsicheren Untergrund besaß. Es wurde etwas oberhalb der Sohle des auszubauenden Unterwassergrabens eine Pfahlreihe aus 2 m langen Pfählen geschlagen und zwischen diesen ein Flechtzaun hergestellt, der als Stütze diente für eine Rigole, die in den Ausbruch hineingelegt wurde und die, mit feinem Kies beginnend, dem breiigen Sand vorgelagert, nur

Beginnender Schwimmsandausbruch.

das Wasser aus diesem heraustreten ließ und abführte. Der bereits ausgeschwommene fehlende Boden wurde durch Kies ersetzt und dann die Befestigung, bestehend aus Kies, Schotter und sechseckigen Betonplatten mit offenen Fugen über das Ganze gezogen.

[13]) Zeitschrift für praktische Geologie 1917.

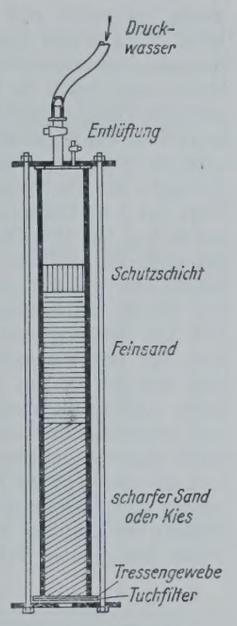
Im Bergbau werden nach Heise-Herbst, Bergbaukunde[14]), beim Durchfahren einer Schwimmsandstrecke die Fugen in der Stollenzimmerung mit Heu und Stroh ausgestopft. um den Sand zurückzuhalten, das Wasser aber abzuführen. Nach Niess[15]) wird bei Andrang sehr feiner Schwimmsandmassen eine zweifache Absperrung der Strecke vorgenommen, deren Zwischenraum als Filter ausgebildet wird.

Diese Art, den Schwimmsandausbruch zum Stillstand und den Sand zur Ablagerung zu bringen, indem man ihm ein widerstandsfähig abgestütztes Filter entgegenstellt, führte zu der Untersuchung, ob nicht etwa der so besonders feine Sand in die Schichten des Filters eindringt. Ferner lag die Befürchtung nahe, daß der Feinsand unter dem Einfluß des Wasserdruckes des gefüllten Staubeckens, dem er ja mehr oder minder ausgesetzt ist, in die ihn überlagernden Schichten gröberer Art vordringen und dadurch eine Volumenverminderung des Staudammuntergrundes hervorrufen könnte. Es wurden daher in dieser Richtung Versuche unternommen.

Versuche.

Der Versuchskörper bestand aus einem eisernen Rohr von 10 cm Durchm. und ungefähr 1,1 m Länge, das durch zwei Eisenplatten oben und unten verschlossen werden konnte, die durch Bolzen miteinander verbunden wurden. In der oberen Platte befand sich ein Stutzen zum Anbringen eines Schlauches für Druckwasser und ein Hahn zum Ablassen von Luft. In der unteren Platte befand sich eine Bohrung von 3 cm Durchm.

Das Rohr wurde nun auf die untere Platte gestellt, nachdem auf diese ein Tuchfilter und ein Tressengewebe gelegt war, so daß durch die Öffnung in der Platte nur Wasser abgeführt werden konnte. Dann wurde das Material in feuchtem Zustande in das Rohr eingebracht und festgestampft, das auf seine Fähigkeit, dem Eindringen des Feinsandes Widerstand zu leisten, geprüft werden sollte. Darüber wurde in dünnen Lagen ebenfalls feucht der Feinsand eingestampft, wobei man noch nach vierwöchentlicher Lagerung im trockenen Keller aus dem Material mit Leichtigkeit Wasser herauspressen konnte. Nunmehr wurde noch eine dünne Schutzschicht auf den Feinsand aufgebracht, um den Angriff des Druckwassers beim Füllen des Apparates von dem Feinsand fernzuhalten. Dann wurde die obere Platte mit einer Gummidichtung auf das Rohr gelegt, und beide Platten wurden mittels der Bolzen fest zusammengezogen. Darauf wurde das Druckwasser mit einem Druck von 15 m Wassersäule, der dem Talsperrendruck ungefähr entspricht, zur Wirkung auf die Bodensäule in dem Rohr gebracht. Neben dem gesuchten Ergebnis ließ sich auf diese Weise auch die Durchlässigkeit des Bodens näherungsweise feststellen. Die Untersuchungen erstreckten sich auf scharfen Sand und Kies, da der Feinsand nach den gemachten Beobachtungen nie unmittelbar unter gröberen Schichten, als diese beiden angetroffen wurde. Feinere Sande zu untersuchen erschien zwecklos, da das Ergebnis bei diesen beiden Sorten schon keine Befürchtungen in der angedeuteten Richtung entstehen ließ.



Versuchseinrichtung.

Versuch 1.

In die Versuchseinrichtung wurde eine Sandschicht von 42,6 cm Stärke in dünnen Lagen gestampft eingebracht. Dieser Sand bestand zu:

0,49 %	aus	Korngröße	0	bis	0,029 mm
1,10	„	„	1	„	0,15 „
2,56	„	„	2	„	0,17 „
10,14	„	„	3	„	0,20 „
32,51	„	„	4	„	0,26 „
18,60	„	„	5	„	0,29 bis 0,78 mm
34,60	„	„	6	bis zu	1 mm.

Diese Zahlen stellen den Durchschnitt einer Reihe von Proben dar. Die Korngrößen wurden hier wiederum durch Sieben und unter Zuhilfenahme eines Mikroskops festgestellt. Es handelte sich um einen hauptsächlich aus Quarz bestehenden Sand, dessen Körner vorwiegend scharfkantige und gesplitterte Form aufwiesen.

Auf diese Schicht wurde eine 23,4 cm starke Feinsandschicht ebenfalls in Lagen gestampft aufgebracht und dann die Überdeckung in 6 cm Stärke eingefüllt. Diese Bodensäule wurde 5 Tage unter Druck gehalten und dann daraufhin untersucht, ob eine Anreicherung des scharfen Sandes mit feinerem Material das aus der überlagernden Feinsandschicht stammen müßte, festzustellen sei.

Zunächst war beabsichtigt, als Versuchsrohr ein Tonrohr anzuwenden, in dem man die Sandsäule nach dem Versuch ausglühen und mit Paraffin hätte tränken können. Dann wäre die Säule zu einem festen Körper erhärtet, der aus dem Tonrohr durch dessen Zerschlagen befreit worden wäre und in kleinen Teilchen mit dem Mikroskop hätte untersucht werden können. Um aber nun die eingedrungenen Körper erkennen zu können, hätte eine der beiden Sandschichten intensiv gefärbt werden müssen; dies stellte sich als unmöglich heraus, wenn man von sehr schwachen Färbungen oder solchen, bei denen die Quarzkörner durch eine Farbhaut oder chemische Angriffe in ihrer äußeren Struktur verändert werden, absieht. Es wurde daher die Sandsäule mit einem flachen, langstieligen Löffel in kleinen Schichten abgegraben, wobei der Feinsand eine außerordentliche Festigkeit zeigte.

6 Schichten wurden aus der unteren Sandschicht entnommen.

Probe	1	. . .	42,0	cm	über	der Grundplatte
„	2	. . .	39,0	„	„	„ „
„	3	. . .	33,5	„	„	„ „
„	4	. . .	27,5	„	„	„ „
„	5	. . .	22,4	„	„	„ „
„	6	. . .	6,4	„	„	„ „

Diese Proben wiesen folgende Mengen der einzelnen Korngrößen auf:

Proben:	1	2	3	4	5	6
Korngrößen: 0	1,25 %	0,62 %	1,12 %	0,91 %	0,55 %	0,88 %
„ 1	2,00	2,07	1,68	1,51	0,92	0,88
„ 2	4,02	3,11	2,80	2,26	2,76	3,54
„ 3	12,50	10,30	10,50	9,10	9,20	9,75
„ 4	32,60	27,00	32,10	27,20	31,30	31,90
„ 5	20,00	22,70	18,20	16,70	18,40	18,60
„ 6	27,63	34,20	33,60	42,40	36,87	34,50

Proben:	1	2	3	4	5	6	
Korngrößen: 0	+	+	+	+	+	+	Korngrößen: 0 = 0,49 %
„ 1	+	+	+	+	—	—	„ 1 = 1,10
„ 2	+	+	+	—	+	+	„ 2 = 2,56
„ 3	+	+	+	—	—	—	„ 3 = 10,14
„ 4	(+)	—	(—)	—	—	—	„ 4 = 32,51
„ 5	+	+	(—)	—	(—)	×	„ 5 = 18,60
„ 6	—	(—)	—	+	+	(—)	„ 6 = 34,60

× bedeutet keine Änderung des Prozentsatzes
\+ „ Vermehrung „ „
— „ Verminderung „ „
( ) „ unerhebliche Änderung des Prozentsatzes.

Es ist demnach eine Anreicherung an Bestandteilen der Korngröße 0 im Maximum bei Probe 1 mit 1,25 — 0,49 = 0,76 % und dem Minimum bei Probe 5 mit 0,55 — 0,49 = 0,06 % festzustellen. Diese Menge ist aber so gering, daß man ihr keine Bedeutung beimessen kann.

Versuch 2.

Bei diesem Versuch wurde als Unterlage des Feinsandes ein Kies von folgender Zusammensetzung gewählt:

Korngrößen:	0 = 0,029	mm	0,94 %
„	1 = 0,15	„	1,84
„	2 = 0,17	„	2,01
„	3 = 0,20	„	2,51
„	4 = 0,26	„	5,41
„	5 = 0,29	bis 0,78	3,97
„	6 = bis zu 4	mm	83,22

Die Kiesschicht war in diesem Fall 47,5 cm, die Feinsandschicht 31 cm stark. Nachdem die Probe 5 Tage dem Druck von 15 m Wassersäule ausgesetzt war, wurden 5 Proben dem Kies entnommen.

Probe	1	. . .	46	cm	über	der Grundplatte
„	2	. . .	37	„	„	„ „
„	3	. . .	30	„	„	„ „
„	4	. . .	16,5	„	„	„ „
„	5	. . .	4	„	„	„ „

Die Proben wiesen folgende Mengen in den einzelnen Korngrößen auf:

Proben:	1	2	3	4	5
Korngrößen: 0	1,27 %	1,18 %	1,33 %	1,18 %	1,07 %
„ 1	1,82	1,47	1,69	1,77	1,50
„ 2	1,82	1,47	1,69	1,18	1,71
„ 3	2,73	2,94	3,21	3,54	4,05
„ 4	5,10	6,19	6,62	5,31	5,89
„ 5	3,64	4,41	3,21	4,50	4,28
„ 6	83,62	82,34	82,25	82,52	81,50

[14]) Bd. 2, 2. Auflage, Berlin 1913, Julius Springer.

[15]) Bekämpfung der Wassersand- und Schwimmsandgefahr im norddeutschen Braunkohlenbergbau, S. 48.

Proben:	1	2	3	4	5
Korngrößen: 0	+	+	+	+	+
„ 1	(—)	—	—	(—)	—
„ 2	—	—	—	—	—
„ 3	+	+	+	+	+
„ 4	(—)	+	+	(—)	(+)
„ 5	(—)	+	—	+	(+)
„ 6	(+)	(—)	(—)	(—)	(—)

Korngrößen: 0 =	0,94 %
„ 1 =	1,84
„ 2 =	2,01
„ 3 =	2,51
„ 4 =	5,41
„ 5 =	3,97
„ 6 =	83,32

Auch in diesem Fall ist eine Anreicherung der Korngröße 0 festzustellen, die aber noch geringer ist, als bei dem ersten Versuch, und zwar beträgt sie

Maximum: 1,33 bis 0,94 = 0,39 %
Minimum: 1,07 „ 0,94 = 0,13 %

Versuch 3.

Bei einem dritten Versuch wurde an Stelle des grauen Feinsandes ein gelber, auch sehr feiner Sand, der ganz geringe Spuren Lehm enthielt, daraufhin untersucht, ob er unter dem Druck von 15 m Wassersäule in gröbere Schichten eindringt. Die Zusammensetzung dieses Sandes war folgende:

Korngrößen: 0 =	0,029 mm	39,02 %
„ 1 =	0,15 „	23,30
„ 2 =	0,17 „	16,60
„ 3 =	0,20 „	14,04
„ 4 =	bis zu 0,3 mm	7,04

In diesem Fall wurde eine Kiesschicht von 31 cm, darüber eine Sandschicht aus scharfem Sand von 20,5 cm und hierauf eine Schicht des feinen Sandes von 24,9 cm eingestampft.

Nach 6tägiger Einwirkung des Druckes von 15 m Wassersäule wurden 4 Proben aus der Sandschicht entnommen.

Probe 1 . . .	50,9 cm über der Grundplatte
„ 2 . . .	48,0 „ „ „ „
„ 3 . . .	44,3 „ „ „ „
„ 4 . . .	39,8 „ „ „ „

Die Proben zeigten folgende Korngrößenverhältnisse:

Proben:	1	2	3	4
Korngrößen: 0	1,15 %	0,99 %	0,86 %	0,57 %
„ 1	2,30	1,98	1,75	2,30
„ 2	3,47	2,96	2,24	3,74
„ 3	9,25	9,90	13,95	8,62
„ 4	26,00	27,25	25,30	24,40
„ 5	17,36	14,85	17,50	14,40
„ 6	40,47	42,07	38,40	45,87

Der hier verwendete Sand zeigte vor dem Versuch folgende Zusammensetzung nach Korngrößen:

Proben:	1	2	3	4
Korngrößen: 0	+	+	+	—
„ 1	+	×	—	+
„ 2	+	(—)	—	+
„ 3	—	×	+	—
„ 4	×	+	—	—
„ 5	(—)	—	×	—
„ 6	(—)	+	—	+

Korngrößen: 0 =	0,029 mm	0,70 %
„ 1 =	0,15 mm	1,97
„ 2 =	0,17 „	3,08
„ 3 =	0,20 „	9,96
„ 4 =	0,26 „	26,14
„ 5 =	0,29 bis 0,78	17,57
„ 6 =	bis zu 1 mm	40,58

Die Verschiedenheit zwischen den Ergebnissen der dem Versuch entnommenen Proben gegenüber dem vorher festgestellten Korngrößenverhältnis des scharfen Sandes ist im vorliegenden Falle sehr gering. Es kann hieraus nicht der Schluß gezogen werden, daß Teile des feinen Sandes in den gröberen eingedrungen sind.

Nach den Ergebnissen der Versuche 1 u. 2 darf es als erwiesen angesehen werden, daß der hier behandelte Feinsand, falls er unter Druck gerät, nicht in nennenswertem Maße in ihn überlagernde Sand- oder Kiesschichten eindringt. Der Sand dürfte infolgedessen ein sorgfältig hergesteltes Kiesfilter nicht als Schwimmsand durchdringen. Es sei denn, daß er unter einen derartig starken Druck gerät, daß die gesamte Überdeckung mit ihm emporgedrückt wird.

Ein Schwimmsandausbruch wurde künstlich erzeugt dadurch, daß die Filtergaze und das Tuchfilter, die die Öffnung in der Bodenplatte des vorher beschriebenen Apparates überdeckten, zerschnitten wurden, während das Rohr mit Feinsand gefüllt war und sich unter dem Druck von 15 m Wassersäule befand. Der Sand wurde als zähflüssige Masse aus der Öffnung in der Gaze herausgedrückt, worauf das Druckwasser austrat. Es entstand ein der ungefähr dreifachen Öffnung in der Gaze entsprechender Kanal, der sich durch die Sandsäule hinzog in geringen Windungen, was nach dem Abstellen des Druckwassers deutlich beobachtet werden konnte. Daß nicht der ganze Sand aus dem Rohr herausschwamm, ist ein Beweis dafür, daß der Sand nur dort zum Schwimmsand wird, wo sein Gleichgewicht gestört wird. Der am Rande des Rohres anstehende Sand wurde aber nicht aus dem Gleichgewicht gebracht, da er sich gewissermaßen als zylindrischer Ring auf die Bodenplatte stützte.

Schon vor dem Durchschneiden der Filtergaze einer Tresse Nr. 10 wurde festgestellt, daß der Sand diese durchdringt, was die Unmöglichkeit einer erfolgreichen Grundwasserabsenkung unter Anwendung von Rohrbrunnen mit einer derartigen Tresse in diesem Sande bestätigt. Man könnte zwar durch die Herstellung eines guten Kiesfilters, das schließlich sogar die Tresse entbehrlich machen würde, die Brunnen vor dem Versanden bewahren, die Ergiebigkeit der Brunnen würde aber trotzdem sehr gering sein, da nach den Feststellungen bei einem der vorher beschriebenen Versuche die Durchlässigkeit dieses Sandes nur 0,000 000 27 m^3/sek beträgt bei 1 m^2 Querschnitt und 1 m Tiefe des untersuchten Sandkörpers sowie bei 1 m WS Druckunterschied. Um ein möglichst einwandfreies Ergebnis zu erhalten, wurde in diesem Falle der Sand mit Wasser zu einem Brei gekocht und in die Versuchseinrichtung eingefüllt, wodurch die völlige Entfernung der Luft aus der Sandsäule angestrebt wurde. Die fast wirkungslosen Entwässerungsversuche an Feinsanden bereiten auch den Bergbauingenieuren häufig erhebliche Sorgen. So stellt Niess fest, daß es als ein sehr ungünstiger Umstand der tonigen Schwimmsande (Quarzschlämme) gelten muß, daß sie im Schichtenverbande so gut wie unentwässerbar sind, und ihre Gefährlichkeit für den Grubenbetrieb daher dauernd behalten.

Im vorliegenden Falle mag die starke Undurchlässigkeit des Feinsandes eine Gewähr dafür bieten, daß die Wasserverluste in dem Staubecken der Lappiner Talsperre nicht erheblich sein werden, da dessen Sohle zum größten Teil im Untergrunde aus diesem Material besteht.

Zusammenfassung.

Der hier untersuchte Feinsand zeigt in der Lagerung unterhalb des Grundwasserspiegels eine große Neigung zur Schwimmsandbildung, bei jeglicher Gleichgewichtsstörung. Er ist jedoch als zuverlässiger Baugrund anzusprechen, wenn man ihm die Möglichkeit des Ausweichens unter veränderten Druckverhältnissen nimmt, da er unter diesen Umständen nach Versuchen offenbar auch nicht in ihn umgebende gröbere Bodenarten eindringt.

Alle Rechte vorbehalten.

Das Förderwesen in einer Eisenkonstruktionswerkstätte.

Von Dipl.-Ing. **Wilhelm Meyer**, Duisburg.[1])

In Eisenbauanstalten haben die Transportmittel einen ganz hervorragenden Anteil an der reibungslosen Abwicklung der Fabrikation, da in ihnen große Massen mit durchweg geringer Bearbeitung über weite Strecken zu fördern sind. Die räumlichen Verhältnisse, die durch die Entwicklung der meisten Eisenkonstruktionswerkstätten bedingt sind, stehen der wirtschaftlichen Gestaltung des Werkstattförderwesens oft hemmend entgegen. Außer diesen, ich möchte sagen räumlichen Schwierigkeiten begegnet man bis in die neueste Zeit einem Mangel an Verständnis für die Wichtigkeit des Transportwesens, der oft darin begründet ist, daß man infolge ungenügender Abrechnungsverfahren die tatsächlichen Kosten der Werkstattförderung nicht erkennt. Außerdem ist man sich häufig nicht darüber klar, von welchen Gesichtspunkten aus man die Transportfrage in einer Eisenbauanstalt zu betrachten hat und nach welchen Grundsätzen ihre zweckmäßigste Lösung zu suchen ist.

Für die beste Lösung des Transportproblems in einer Eisenbauanstalt stehen zwei Prinzipien im Vordergrunde, die als Kreislaufprinzip und Flußlaufprinzip bezeichnet werden mögen.

Nach dem Kreislaufprinzip (Abb. 1) sind die Werkstätten und die dazugehörigen Nebenbetriebe so angeordnet, daß der Materiallauf durch die Fabrik geschlossen ist, d. h. Zufuhr der Rohstoffe und Abfuhr der Fertigerzeugnisse befinden sich auf einer Seite der Fabrik.

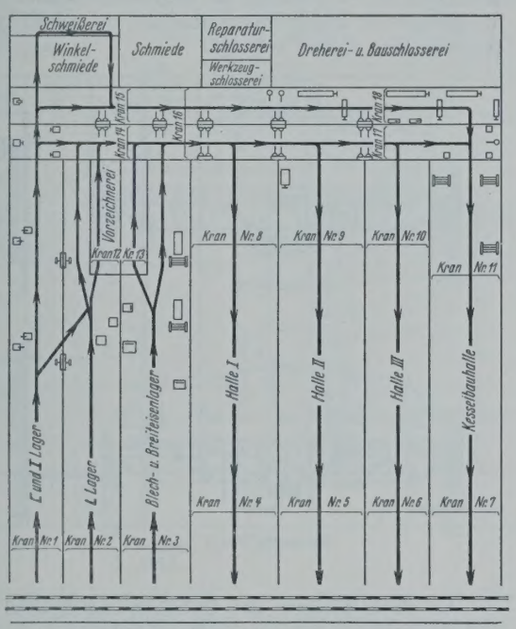


Abb. 1.

Nach dem Flußlaufprinzip (Abb. 2) werden auf der einen Seite die Rohstoffe der Werkstätte zugeführt, während die Fertigerzeugnisse auf der gegenüberliegenden Seite die Hallen verlassen.

Bei der Wahl des Kreislaufprinzips ist nur ein Anschlußgleis zur Fabrik notwendig, das vor den parallel liegenden Lagern und Zusammenbauhallen senkrecht zu diesen vorbeigeführt wird. Die Gleisanlage wird sowohl von den Lagerkranen wie auch den Zusammenbaukranen bestrichen. Auf der anderen Seite werden die Lager und die Hallen von den Bearbeitungswerkstätten begrenzt. Diese stellen zugleich die stets erforderliche Querverbindung zwischen Lager und Zusammenbau her. Durch diese Anordnung werden die Förderwege auf das kürzeste Maß beschränkt. Die Verteilung des Materials an die einzelnen Arbeitsmaschinen und von dort in die Zusammenbauhallen wird nicht durch gegenläufige Bewegungen gestört. Die gesamte Förderung kann Laufkranen übertragen werden, jeder Flurverkehr und Quertransport von Hand ist ausgeschaltet.

Auch bei der Anwendung des Flußlaufprinzips kann weitgehende Mechanisierung des Transportes durchgeführt werden. Beim Flußlaufprinzip stellen die Bearbeitungswerkstätten ebenfalls die Querverbindung zwischen Lager und Zusammenbau her, jedoch fließt jetzt das Material den Bearbeitungswerkstätten auf der einen Seite zu und verläßt sie auf der gegenüberliegenden Seite in gleicher Richtung. Im Gegensatze zum Kreislaufprinzip erfordert das Flußlaufprinzip zwei Gleisanlagen. Die deutschen Verhältnisse gestatten die großzügige Durchführung dieses Prinzips kaum, da die doppelseitige Anlage von Gleisen große Kosten verursacht. Hinzu kommt noch, daß die in den Lagern entladenen Eisenbahnwagen erst umgeleitet werden müssen, um mit Fertigerzeugnissen beladen das Werk verlassen zu können. Die Anordnung der Lager und Werkstätten hintereinander empfiehlt sich daher hauptsächlich bei solchen Eisenbaubetrieben, die unmittelbar einem Walzwerk angeschlossen sind und aus dessen Lagern arbeiten können.

Nicht nur aus Gründen des zweckmäßigsten Transportes sollten die Bearbeitungswerkstätten von den Zusammenbauhallen getrennt werden, sondern die Aufstellung von Arbeitsmaschinen in den Zusammenbauhallen ist schon aus der Erwägung zu vermeiden, daß der Maschinenarbeiter durch den Lärm, den die Preßlufthämmer verursachen, in seiner Arbeit gestört wird. Durch das starke Geräusch wird er von der Beobachtung seiner Maschine abgelenkt, und unregelmäßige Geräusche an seiner Maschine oder seinem Werkzeug könnten seiner Aufmerksamkeit entgehen. Ebenfalls läßt der in den Zusammenbauhallen häufig herrschende Staub, der auf die Lebensdauer der modernen Hochleistungsmaschinen einen ungünstigen Einfluß ausübt, eine Trennung geboten erscheinen. Die Größe der Bearbeitungswerkstätte richtet sich nach der Anzahl der aufzustellenden Maschinen, deren Wahl von der beabsichtigten Jahresproduktion abhängig ist.

Die in Fachkreisen strittige Frage, ob die Zuschneidemaschinen zweckmäßiger im Lager oder den Bearbeitungswerkstätten anzuordnen sind, ist bei dem Werk, auf das sich meine Ausführungen beziehen, zugunsten der Aufstellung in den Lagern entschieden worden. Es hat sich nämlich im Sinne einer rationellen Arbeitsunterteilung als äußerst vorteilhaft herausgestellt, dem Vorzeichner die Bauteile fertig gelängt anzuliefern, da er sich jetzt seiner eigentlichen Aufgabe ausschließlich widmen kann. Weitere Vorteile der Aufstellung der Zuschneidemaschinen in den Lagern liegen darin, daß die Werkstätten von dem Schrottabfall freigehalten werden und daß ein Rücktransport der noch verwendungsfähigen Abfallstücke zu den Lagern erspart wird. Nicht zu unterschätzen ist die hierdurch gewahrte Übersichtlichkeit und Sauberhaltung der Werkstätten.

Den Zusammenbauhallen gibt man eine Breite von 20 bis 25 m. Bei mehr als 25 m Spannweite wird die Eigenlast der Krane im Verhältnis zur Nutzlast zu groß, und die dadurch gesteigerten Stromkosten beeinträchtigen die Wirtschaftlichkeit der Förderung. Ein Kran ist in der Lage, höchstens 75 m der Zusammenbauhalle einwandfrei zu bedienen. Mehr als 2 Krane auf einer Fahrbahn unterzubringen, ist im allgemeinen nicht zweckmäßig, da jeder weitere Kran nur dazu beiträgt, die Bewegungsfreiheit der anderen Krane beim Arbeiten zu behindern. Damit ergibt sich für die Zusammenbauhalle als günstigste Länge 150 m. Auch bei einer größeren Länge der einzelnen Kranbahnen ist die Verwendungsmöglichkeit eines dritten Kranes genau zu prüfen, da die Gefahr der ungenügenden Ausnutzung besteht, wodurch seine Rentabilität in Frage gestellt wird.

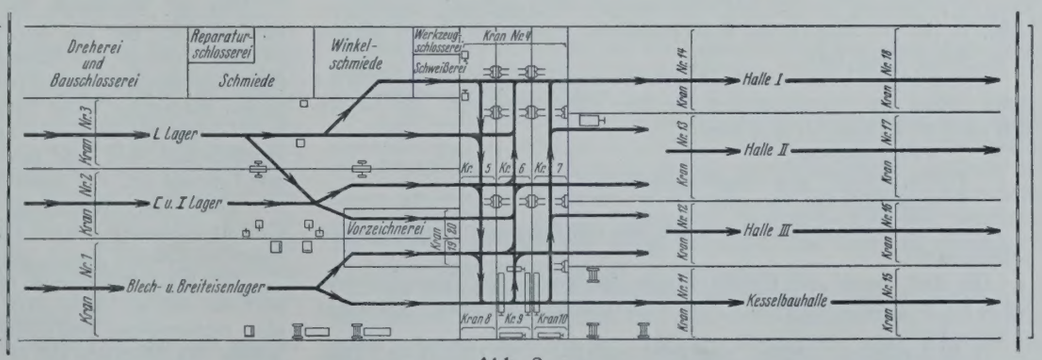


Abb. 2.

[1]) Auszug aus der bei der Technischen Hochschule Braunschweig eingereichten Dr.-Ing.-Dissertation.

Die Fördermittel, die für eine Eisenkonstruktionswerkstätte benutzt werden können, sind nach zwei Gruppen zu ordnen:

1. Transportorgane für den Flurverkehr
2. „ „ „ „ Überflurverkehr.

Für den Flurverkehr einer Eisenbauwerkstätte kommen vornehmlich zwei Arten in Betracht:

1. Handförderung auf Schmalspurgleisen
2. Wagendrehkrane (Abb. 3).

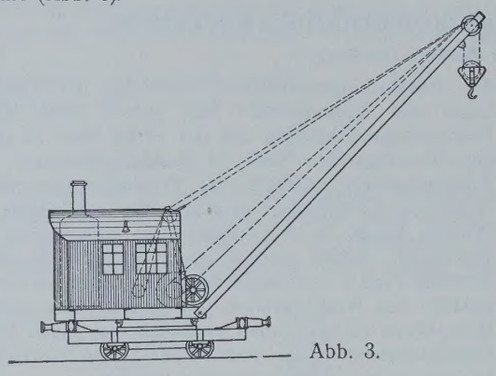


Abb. 3. Wagendrehkran

Eine dritte Art der Flurförderung, der gleislose Verkehr mit Elektrokarren und Hubwagen, ist für eine Eisenkonstruktionswerkstätte im allgemeinen wegen der Sperrigkeit der zu befördernden Baustoffe ungeeignet. Kurze Stücke, wie Knotenbleche, Anschlußwinkel und Klein-Eisenteile lassen sich mit ihnen fördern, doch müssen zur Heranschaffung des Materials an die Zulage oder Arbeitsmaschine besondere Wege vorgesehen werden, so daß der erhoffte Vorteil durch die Verkleinerung des Fabrikationsraumes aufgehoben, wenn nicht gar in einen Nachteil verwandelt wird.

Zur Handförderung auf Schmalspurgleisen werden zweiachsige Wagen verwandt, deren Radsätze mit Kugel- oder Rollenlagern zu versehen sind. Falls in den Gleisen starke Krümmungen vorhanden sind, wird man fliegenden Rädern den Vorzug geben. Die Transportwagen müssen kräftig gebaut sein, damit Beschädigungen durch das ungleiche Absetzen der meist schweren Lasten nach Möglichkeit vermieden werden. Drehscheiben sind nicht zu empfehlen, da ihre Verwendung stets mit Zeitverlust verbunden ist.

Die Wagendrehkrane, die die zweite Gruppe der Flurfördermittel in Eisenkonstruktionswerkstätten bilden, werden sowohl mit Dampf als auch elektrisch oder brennstoffmotorisch angetrieben.

Da die gleichzeitige Verwendungsmöglichkeit als Zugmittel in den meisten Fällen für die Anschaffung eines Wagendrehkranes ausschlaggebend sein wird, findet man ihn heute noch in einer ganzen Reihe von deutschen Eisenbauanstalten. Auch die geringen Anschaffungskosten einer Transportanlage mit Wagendrehkran sprechen für seine häufige Verwendung, denn das Legen der Schienenstränge ist mit verhältnismäßig wenig Kosten verknüpft. Allerdings ist bei einer solchen Anlage in Betracht zu ziehen, daß rd. 20% an nutzbarer Bodenfläche durch die Schienenwege verlorengehen. Alle Wagendrehkrane haben den Nachteil, daß sie verhältnismäßig langsam arbeiten, da die einzelnen Bewegungen, wie Heben, Senken, Schwenken und Verfahren, im allgemeinen nur nacheinander ausgeführt werden können. Der hierdurch entstehende Zeitverlust ist recht erheblich.

Im Gegensatze zu den elektrisch betriebenen Wagendrehkranen haben die Dampfdrehkrane bei Benutzung in geschlossenen Räumen den Nachteil, daß der Rauch und der ausströmende Dampf die Arbeiter stark belästigt. Anderseits gestaltet sich bei elektrisch betriebenen Wagendrehkranen die Stromzuführung sehr umständlich. Auch setzen die Stromschienen der Bewegungsfreiheit gewisse Grenzen und bilden, falls sie niedrig verlegt werden müssen, eine Gefahrenquelle für die Belegschaft.

Sowohl die Förderung auf Schmalspurgleisen wie auch der Transport mittels Wagendrehkranen sollten nur als Notbehelf angesehen werden und dürften mit der Zeit aus den Betrieben verschwinden. Diese Fördermittel sind in der Hauptsache für den Transport von einem Werkstattschiff zum anderen notwendig, da sich bei alten Anlagen die Anordnung einer Querhalle, in der ein elektrischer Brückenlaufkran eingebaut werden könnte, selten durchführen läßt.

Den größten Anteil an der Materialförderung in einer Eisenbauwerkstätte haben die Transportmittel für den Überflurverkehr. Sie ordnen sich nach drei Gruppen, und zwar:

1. Wanddrehkrane,
2. Brückenlauf- und Brückendrehkrane,
3. Wandlaufkrane (Abb. 4).

Diese Bezeichnungen sind den Arbeiten von Aumund und Hänchen entnommen[2]).

Die erste Gruppe, die Wanddrehkrane, spielen nur eine untergeordnete Rolle für den Langtransport. Ihre Verwendungsmöglichkeit beschränkt sich auf Hilfsarbeiten bei langwierigen Zusammenbauten und auf die Bedienung der Arbeitsmaschinen, wie Stanzen, Walzen usw. Man wird gern auf sie zurückgreifen, da ihre Anschaffung nur geringe Mittel erfordert und ihre Aufstellung leicht bewerkstelligt ist. Daß man von Elektroflaschenzügen weitgehend Gebrauch macht, dürfte für einen modernen Betrieb Voraussetzung sein.

Brückenlaufkrane findet man in der verschiedensten Form und Anordnung in den Eisenbauanstalten. Im allgemeinen wird man mit Kranen bis zu 15 t Tragkraft auskommen, da gegebenenfalls zwei Krane mittels Traverse auf dieselbe Last, z. B. beim Verladen arbeiten können.

Zwei Krane übereinander sollten in Eisenbauwerkstätten nicht eingebaut werden; denn die zu fördernden Lasten lassen sich infolge ihrer Sperrigkeit oft nicht einwandfrei anschlagen und gefährden dadurch beim Überfahren des unteren Kranes die Sicherheit des Betriebes sehr stark. Die ohnehin in Eisenkonstruktionswerkstätten selten voll ausgenutzten Krane arbeiten bei Übereinanderanordnung mit noch schlechterem Wirkungsgrade, denn der Stromverbrauch steigert sich infolge der größeren Hubhöhe beträchtlich. In den Maschinenhallen kann diese Anordnung jedoch von Vorteil sein, wenn man auf Wanddrehkrane verzichten will. Es sind dann die leichten Krane unten vorzusehen, die die Arbeitsmaschinen bedienen und die Materialbewegung von Maschine zu Maschine bewerkstelligen, während die oben laufenden stärkeren Krane nur bei schwereren Arbeiten herangezogen werden. Es läßt sich dann fast immer einrichten, daß das Fördern von Lasten über die Arbeitsplätze hinweg unterbleibt, während sich z. B. in den Zusammenbauhallen dies nie ganz vermeiden läßt. Von der Verwendung von Brückendrehkranen kann man bei einwandfrei geregeltem Quertransport absehen, da sich dann ein Verkehr zwischen den einzelnen Hallen erübrigt.

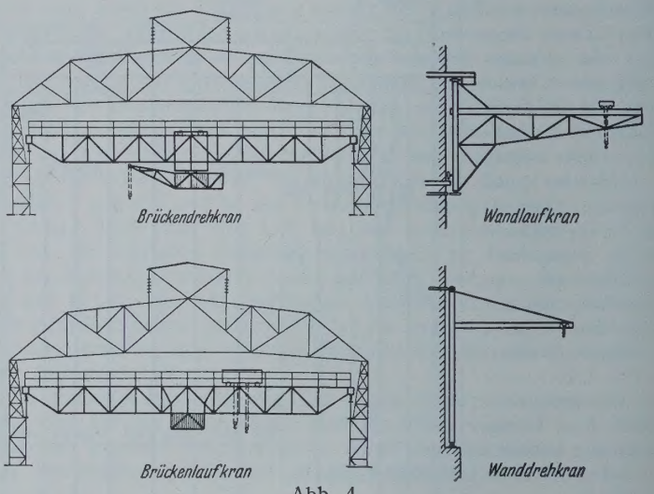


Abb. 4.

Als dritte Gruppe der Überflurverkehrsmittel in Eisenbauanstalten sind die elektrisch betriebenen Wandlaufkrane zu nennen. Von ihnen wird in neuerer Zeit weitgehend Gebrauch gemacht, da man mit ihrer Hilfe sehr oft eine günstige Lösung der Werkstatt-Transportfrage findet. Sie werden vor allem in der Bearbeitungshalle wesentlich zur Entlastung der Brückenlaufkrane beitragen, ohne deren Bewegungsfreiheit sehr zu beschränken. Ein Nachteil der Wandlaufkrane kann darin gesehen werden, daß sie im allgemeinen nur verhältnismäßig leichte Lasten aufnehmen und infolge ihrer begrenzten Ausladung nur kleine Arbeitsfelder bestreichen können. Geht man dazu über, die Leistungsfähigkeit der Wandlaufkrane zu steigern, so muß man eine stärkere Beanspruchung der Hallenkonstruktion in den Kauf nehmen. Hierdurch wird die Gesamtanlage erheblich verteuert, so daß der beabsichtigte wirtschaftliche Vorteil in Frage gestellt werden kann.

Für die elektrische Ausrüstung der Krane in Brückenbauanstalten kommt heute fast nur noch der Drehstrommotor in Frage. Man kann auf die Vorteile der Gleichstromhauptmotoren mit ihrer weitgehenden Regelungsfähigkeit verzichten, da es selten erforderlich ist, die Lasten genau abzusetzen. Die Stärke der Motoren ist so zu wählen, daß die nach Erfahrung in der Praxis bewährten Bewegungsgeschwindigkeiten gewährleistet sind, und zwar das Langfahren mit 100 m/min, das Heben mit 7 m/min und das Katzenfahren mit 30 m/min.

Nach dieser Würdigung der Vor- und Nachteile der verschiedenen Gesamtanordnungen einer Eisenbauanstalt und ihrer Transportmittel kann zusammenfassend gesagt werden:

Die Werkstätten sind so anzuordnen, daß der gesamte Quertransport auf das geringste Maß beschränkt wird. Er ist so zu regeln, daß eine einwandfreie Bedienung der Arbeitsmaschinen und eine gute Verteilung des Materials auf die Zusammenbauhallen gewährleistet ist. Das Förderwesen ist so zu gestalten, daß das Material möglichst ohne Um-

[2]) A. Aumund, „Hebe- und Förderanlagen"; R. Hänchen, „Das Förderwesen der Werkstättenbetriebe".

I Werkbüro
II Rohstoffversorgung
III Vorzeichner
IV Vorzeichner
V Maschinenmeister
VI Transportmeister

Datum | Säge Nr.: | Blechschere Nr.: | Trägerschere Nr.: | Winkelschere Nr.: | Termin | für Vorzeichner | aufgestellt am: ____ von: ____ | Werkzettel Nr: | Auftrag Nr: | Blatt Nr:

Pos.	Stück	Profil	Länge	Gewicht kg	vom Lager oder Bestellpos.	Bestell-länge	Schablon Stück	zuschneiden	richten	biegen	hobeln	fräsen	lochen	bohren	drehen	Bauschl.	schneiden	schweißen	ankörnen	Name

angefangen am: ____ fertig am: ____ | gearbeitete St. | Meister:

Abb. 5.

Transportmeister
Rohstoffversorgung
Akkordkontrolle
Lohnbüro
Terminkontrolle
Werkbüro

Datum | Säge Nr.: | Blechschere Nr.: | Trägerschere Nr.: | Winkelschere Nr.: | Termin | für Vorzeichner | aufgestellt am: ____ von: ____ | Werkzettel Nr: | Auftrag Nr: | Blatt Nr:

Pos.	Stück	Profil	Länge	Gewicht kg	von Lager oder Bestellpos.	Bestell-länge	Schablon Stück	Akkord Stück	Akkord Pos.	zuschneiden	Name

Kontroll-Nr. | Summe d. Std.
Montag den: ____
Dienstag den: ____
Mittwoch den: ____
Donnerstag den: ____
Freitag den: ____
Samstag den: ____
Sonntag den: ____
Summe der Stunden zu verrechnende Stunden

Summe der Akkorde | fertig am: ____ | Meister ____

Abb. 6.

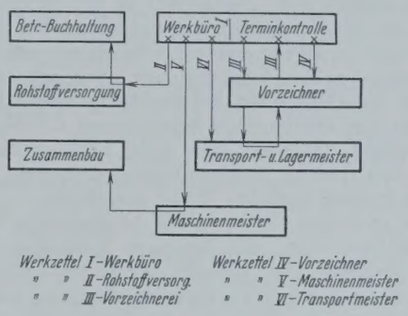


Abb. 7.

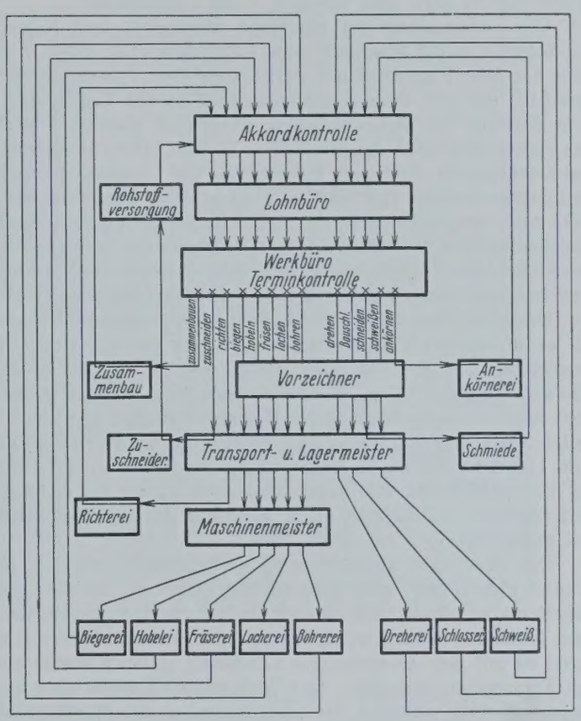


Abb. 8.

laden zur Verwendungsstelle geschafft und so ein häufiges An- und Abschlagen der Lasten vermieden wird, denn das Befestigen der Lasten erfordert oft einen weit größeren Zeitaufwand als das Heben und Fortbewegen des Fördergutes selbst.

Handförderung sollte vollkommen verschwunden sein. Der gesamte Transport ist mit elektrisch betriebenen Kranen vorzunehmen. Die Arbeitsgeschwindigkeiten der Krane sind so zu wählen, daß das Arbeitstempo der Belegschaft beschleunigt wird, ohne dadurch die Sicherheit des Betriebes und die Güte der Ausführung zu beeinträchtigen. Schnellaufende Krane werden dem gesamten Arbeitsbild eine lebhaftere Note verleihen und zur Leistungssteigerung beitragen, während langsam arbeitende Krane durch das damit verbundene Warten einen äußerst ungünstigen Einfluß auf die Arbeitsgeschwindigkeit der Leute ausüben.

Von fast ebenso großer Wichtigkeit wie geeignete Fördermittel und eine wohldurchdachte Anordnung des gesamten Werkes für eine einwandfreie Abwicklung des Werkstattförderwesens ist eine gut durchgeführte Organisation des Transportes selbst. Diese bedingt eine Betriebsführung nach wissenschaftlichen Gesichtspunkten; denn hierdurch wird der Gang des Materials, also auch das Förderwesen, zwangläufig festgelegt. Schon auf dem Werkbureau, auf dem die Arbeitsvorbereitungen durchgeführt werden, wird durch Bestimmung der Reihenfolge der einzelnen Arbeitsgänge der Materiallauf vorgeschrieben. Im Betriebe selbst ist keine eigenmächtige Änderung erlaubt, da dadurch die zwangweise Transportregelung in Frage gestellt wird. Ein Abweichen von dem einmal gefaßten Plan zieht oft die unangenehmsten Folgen nach sich, sei es durch Anhäufen von Material an den einzelnen Arbeitsplätzen, durch verspätete Fertigstellung für den Zusammenbau gleichzeitig benötigter Teile oder durch einseitige und zeitweise zu starke Belastung der Transportmittel.

In dem behandelten Werke gelangte im Jahre 1922 der seit langem im Maschinenbau verwirklichte Gedanke der planmäßigen Arbeitsvorbereitung und die hierdurch ermöglichte einheitliche Erfassung des Werkstattförderwesens nach einem von Prof. Schlesinger entwickelten System zum erstenmal in einer Eisenkonstruktionswerkstätte zur Durchführung. Es waren allerdings anfangs große Schwierigkeiten zu überwinden, da man sich ursprünglich von dem Gedanken leiten ließ, daß man es bei der Herstellung von Eisenkonstruktion mit einer Massenfabrikation zu tun hätte, während man von einer Einzelfabrikation sprechen muß. In Deutschland muß nämlich im Gegensatze zum amerikanischen Eisenbau, bei dem von einer Massenfabrikation im Sinne einer Normteilfabrikation geredet werden kann, jedes Bauwerk in Eisenkonstruktion als ein Individual-Bauwerk angesehen werden. Es war das Hinzuziehen geeigneter Werkstattfachleute mit großen Erfahrungen im Eisenbau erforderlich, mit deren Hilfe die von Schlesinger entwickelten Gedanken zur Durchführung gelangen konnten. Die Organisation hat sich seit Jahren gut bewährt, denn man konnte bei gleicher Ausbringung die Belegschaft um etwa 35% verringern. Die durch die Organisation bedingten Mehrkosten sind sehr gering, da das Bureaupersonal nur um wenige Leute vermehrt wurde und anderseits im Betriebe verschiedene Meisterstellen eingespart werden konnten.

Auf dem Werkbureau werden durch geeignete Fachleute, die den Betrieb genau kennen, an Hand der Zeichnungen und Stücklisten die Arbeitsgänge der Reihenfolge nach festgelegt und die Arbeitsmaschinen bestimmt, auf denen das Material bearbeitet werden soll. Hiernach werden die Arbeitszeiten bezw. Löhne und die Termine für die einzelnen Arbeiten angesetzt. Die Rohstoffversorgung hat auf den Stücklisten ihre Vermerke einzutragen, ob Lager- oder Bestellmaterial zu verwenden ist.

Die Aufzeichnung der Arbeitsgänge geschieht mittels zweier Arten von Zetteln, den Werkzetteln und den Arbeitsauftragzetteln, kurz Arbeitszettel genannt (Abb. 5 u. 6). Auf den Werkzetteln sind sämtliche Bearbeitungsarten, die in einer Eisenbauanstalt vorkommen können, vor-

gedruckt, während die in gleicher Größe ausgeführten Arbeitsauftragzettel statt dieser Rubriken Vordrucke für die auszuführende Arbeit, wie Zuschneiden, Bohren usw. enthalten. Da die Arbeitszettel so eingerichtet sind, daß sie bei Vervielfältigung der Werkzettel gleichzeitig abgezogen werden können, erscheint auf jedem der Arbeitszettel das zu verarbeitende Material nach Position, Stückzahl usw., wie auf dem Werkzettel. Jeder Arbeiter ist hierdurch sofort bei Aushändigung des Arbeitszettels über den Umfang der ihm übertragenen Arbeit genau unterrichtet. Die Werkzettel werden laufend numeriert und damit zugleich auch die Arbeitsauftragzettel. In Abb. 6 ist der Zuschneidezettel dargestellt. Die übrigen Arbeitszettel sind in ganz ähnlicher Weise ausgeführt.

Die in sechsfacher Ausfertigung hergestellten Werkzettel werden an die an der Herstellung des Auftrages beteiligten Stellen nach dem in Abb. 7 dargestellten Plan verteilt. Werkzettel I verbleibt auf dem Werkbureau, Werkzettel II geht zur Rohstoffversorgung und wird nach Entnahme des Materials an die Betriebsbuchhaltung weitergeleitet, Werkzettel III und IV erhält die Vorzeichnerei, Werkzettel V läuft zum Maschinenmeister und wandert nach Erledigung der Maschinenarbeit zum Zusammenbauer, Werkzettel VI geht zum Transport- und Lagermeister.

Die Verwendung der einzelnen Werkzettel und Arbeitsauftragzettel im Betriebe selbst geschieht nun folgendermaßen (Abb. 7 u. 8): Bei Beginn der Arbeit übergibt der Vorzeichner dem Transportmeister den Werkzettel III, der mit dem Zuschneidezettel in das Lager und von dort mit dem Material zu den Zuschneidemaschinen wandert. Nach Erledigung des Transportes geht der Werkzettel III zum Transportmeister zurück. Der Zuschneidezettel läuft nach Beendigung des Längens ebenfalls zum Transportmeister zurück. Der Werkzettel III geht mit dem Vermerk „geschnitten" jetzt zur Transportkolonne, die das Material der Vorzeichnerei zustellt und gleichzeitig den Werkzettel III der Vorzeichnerei zurückgibt. Nach Vornahme der Vorzeichnerarbeit wird der Werkzettel III zum Werkbureau gegeben und nach den nötigen Eintragungen auf Werkzettel I als erledigt abgestellt.

Der Zuschneidezettel wandert vom Lagermeister zur Rohstoffversorgung, da er gleichzeitig als Rohstoffbezugzettel benutzt wird. Die Rohstoffversorgung schreibt aus ihrer Kartei das entnommene Material ab und gibt den Werkzettel II zur Betriebsbuchhaltung, damit der Auftrag mit dem dem Lager entnommenen Rohstoff belastet werden kann. Der Zuschneidezettel läuft von der Rohstoffversorgung zur Akkordkontrolle, von dort zum Lohnbureau zwecks Verrechnung der Stunden und kehrt dann über die Terminkontrolle ins Werkbureau zurück, um als erledigt ausgetragen und abgestellt zu werden. Der Kreislauf des Zuschneidezettels ist hiermit geschlossen.

Der Weg der übrigen Arbeitsauftragzettel wie für das Ankörnen, Bohren, Fräsen usw., geht über die Vorzeichnerei, die die vorzunehmenden Arbeiten kontrolliert. Sie werden an die zuständigen Meister zugleich mit dem Material weitergeleitet, indem der Transportmeister seinen Werkzettel VI mit den Arbeitszetteln zusammen seiner Kolonne zur Ausführung des Transportes übergibt. Der Werkzettel VI läuft stets zum Transportmeister zurück, während der Arbeitszettel in der Maschinenabteilung verbleibt. Soll eine Förderung des Materials von einer Arbeitsmaschine zu einer anderen vorgenommen werden, so geht der Arbeitszettel der zuletzt ausgeführten Arbeit dem Transportmeister zu, der hierdurch den Auftrag zur Ausführung weiterer Transportarbeiten erhält. Dies wiederholt sich, bis der gesamte Transport bis zu den Zulagen erledigt ist. Die Arbeitsauftragzettel gehen nach Erledigung in der Werkstatt zur Akkordkontrolle, von dort zum Lohnbureau, dann in die Terminkontrolle und zum Werkbureau zurück.

Das ganze Werkstattförderwesen ist so eingerichtet, daß das Material dauernd im Fluß bleibt. Ein Zwischenlager ist überflüssig, da die Termine für die einzelnen Bearbeitungszeiten so abgestimmt sind, daß ein Arbeitsvorgang dem anderen unmittelbar folgen kann. Durch diese Zwangläufigkeit ist jeder an dem betreffenden Auftrag beteiligte Meister über den Fortschritt der Arbeit genau unterrichtet. Ein Leerlauf der Arbeitsmaschinen ist ausgeschaltet, und ein Warten der Zusammenbauer erübrigt sich.

Mit der oben dargestellten Betriebsführung und Transportorganisation sind drei Ziele zu gleicher Zeit erreicht. Einmal ist das ganze Transportwesen einheitlich erfaßt und in geordnete Bahnen gelenkt, zum anderen hat die Betriebsleitung stets ein klares Bild über die Vorgänge im Betriebe. Der Betriebsleiter ist hierdurch in der Lage, sich von der Einhaltung der von ihm getroffenen Anordnungen überzeugen zu können. Er weiß sofort, wieweit jeder Auftrag vorgeschritten ist und wo er nötigenfalls zur beschleunigten Fertigstellung eines Auftrages eingreifen muß. Ferner ist durch diese Organisation erst eine scharfe Abrechnung ermöglicht worden. Material kann nur auf den vom Werkbureau ausgestellten Werkzetteln dem Lager entnommen werden. Ebenfalls ist die Erfassung der Löhne in der genauesten Form gewährleistet, da nur Löhne auf den vom Werkbureau ausgestellten Arbeitsauftragzetteln zur Verrechnung gelangen.

War bisher das Förderwesen von organisatorischen Gesichtspunkten aus betrachtet, so soll im folgenden die Höhe der Werkstattförderkosten untersucht werden. Die vorgenommene Untersuchung, für die der Weg der Statistik gewählt ist, erstreckt sich auf einen Zeitraum von 21 Monaten.

Um die gestellte Frage beantworten zu können, ist zunächst eine genaue Feststellung der Werkstattleistung erforderlich. Da als Vergleichsmaßstab für die Leistung einer Eisenbauwerkstätte die Tonne versandfertiger Eisenkonstruktion üblich ist, liegt es in der Natur der Sache, daß das reine Versandgewicht nicht die tatsächliche Leistung einer Eisenbauwerkstätte widerspiegelt. Es muß vielmehr der Arbeitswert, der in das Objekt hineingearbeitet wird, berücksichtigt werden, denn bei einer Leistungsfeststellung nach Gewichtseinheiten ist der Arbeitswert nur dann ohne Einfluß, wenn es sich um Fabrikate mit stets gleichem Arbeitsaufwand handelt, und dies trifft auf die Erzeugnisse einer Eisenbauanstalt keineswegs zu. Damit nun der Arbeitswert einer Eisenkonstruktion in irgendeiner Form zum Ausdruck kommt, sind die einzelnen Aufträge nach Bauklassen eingeteilt, die nach dem Werte der in der Vorrechnung veranschlagten Löhne aufgestellt sind. Es sind sechs Bauklassen gewählt worden, die von Stufe zu Stufe um einen um $^1/_6$ höheren Arbeitswert steigen.

Für die Fabrikate der niedrigsten Bauklasse I ist als Erzeugungseinheit der Ausdruck „Normaltonne" gewählt worden, und auf diese Normaltonne sind die Gewichte sämtlicher im Werk erledigten Aufträge umgerechnet. Es wird z. B. ein Auftrag von 100 t nach Bauklasse IV denselben Leistungsaufwand beanspruchen, wie ein Auftrag von 150 t nach Bauklasse I, d. h. man hätte statt 100 t Eisenkonstruktionsmaterial nach Bauklasse IV mit dem gleichen Aufwand 150 t nach Bauklasse I verarbeiten können.

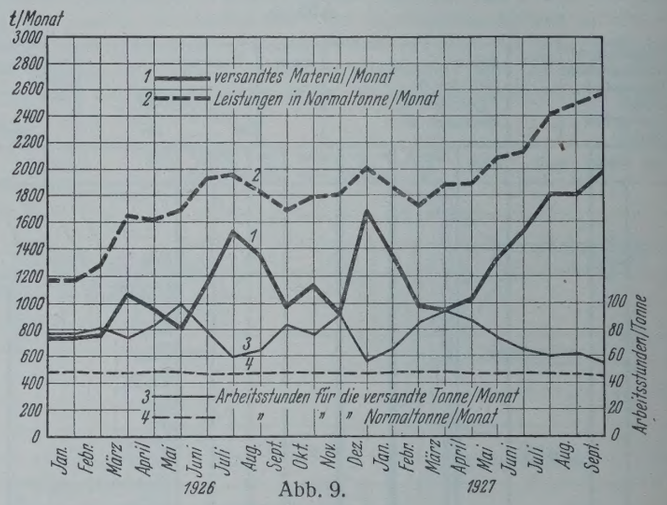


Abb. 9.

Würde man lediglich das in Normaltonnen umgerechnete monatliche Versandgewicht der Werkstattleistung zugrunde legen, so würde dies bedeuten, daß an dem versandten Material die gesamte Arbeit in einem Monat ausgeführt worden ist. Es hat sich jedoch in dem betreffenden Werk durch längere Statistik erwiesen, daß zur Herstellung einer Eisenkonstruktion durchschnittlich zwei Monate gebraucht werden. Die Anfertigung größerer Brücken erfordert allerdings oft bedeutend längere Werkstattzeit als zwei Monate, aber diese Ausnahmen werden ausgeglichen durch einfachere Konstruktionen, die in weit kürzerer Zeit als acht Wochen hergestellt werden können. So kann man annehmen, daß die Arbeitsleistung zu einer Hälfte im ersten Monat und zur zweiten Hälfte im Versandmonat aufgewandt wird. Aus diesem Grunde wurde bei Aufstellung der Monatsleistung nach Normaltonnen die Hälfte des in Arbeit genommenen Materials und ebenfalls die Hälfte des versandten Materials in Rechnung gesetzt.

In Abb. 9 stellt Kurve I die monatliche Werkstattleistung nach den Versandgewichten und Kurve 2 die Leistung nach „Normaltonnen" dar. Die Kurve 2 verläuft stetiger als die Kurve 1, aber daß die Kurve der „Normaltonne", die neben dem Arbeitswert das versandte und das neu in Arbeit genommene Material berücksichtigt, der tatsächlichen Werkstattleistung näher kommt, erhellt erst der Vergleich zwischen Kurve 3 und 4. Diese geben die für eine „Versandtonne" bezw. „Normaltonne" verbrauchten Werkstattstunden im Monat wieder, sind also der reziproke Wert der Leistung für Kopf und Stunde. Der wechselnde Verlauf der Kurve 3 bestätigt, daß das Versandgewicht für die Aufstellung der monatlichen Werkstattleistung allein nicht ausreicht. Die Kurve 4 zeigt einen sehr stetigen Verlauf und nimmt gegen Ende 1927 ab, d. h. die Leistung ist in der zweiten Hälfte des Jahres 1927 größer geworden. Daß diese Leistungssteigerung ihre Begründung in dem besseren Beschäftigungsgrade und in der wirtschaftlicheren Ausnutzung der Werkstatteinrichtungen findet, sei an dieser Stelle gesagt.

Bei Aufstellung der Kosten für den Werkstatttransport, der sich erstreckt vom Eisenbahnwagen, auf dem das Material dem Lager angeliefert wird, bis zum Eisenbahnwagen, mit dem das Fertigfabrikat die Werkstatt verläßt, wurde getrennt nach:

Kosten für die Krane einschl. Kranführer und Kosten für die Transportarbeiter.

Diese Einteilung wurde vorgenommen, da der in einer Eisenbauwerkstätte stets erforderliche Quertransport in dem betreffenden Werk von Hand ausgeführt werden muß. Durch die obige Trennung sollte ein genauer Überblick erzielt werden, in wie verschiedenem Maße die mechanische Förderung und der Handtransport die Gesamtförderkosten beeinflussen.

Die Kosten für die Krane sind nach den Arten gegliedert in:

I. Kosten für die Abschreibung,
II. Kosten für die Verzinsung des in den Kranen investierten Kapitals,
III. Kosten für den Stromverbrauch,
IV. Kosten für Betriebsmaterial und Instandhaltung,
V. Kosten für Kranbedienung.

Diese Kosten setzen sich nach der allgemein üblichen Betrachtungsweise aus festen und veränderlichen Kosten zusammen, je nachdem ihre Höhe im Monat sich gleichbleibt oder mit dem Beschäftigungsgrad

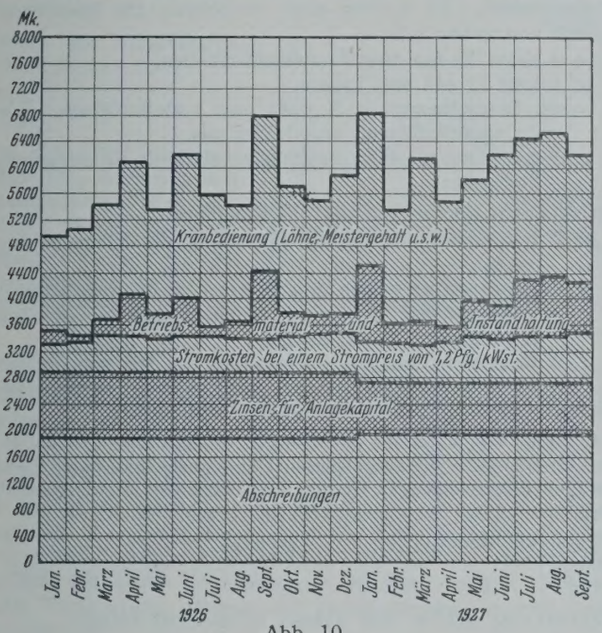


Abb. 10.

wechselt. Doch da im folgenden bei Betrachtung der einzelnen Kostenarten von der Leistung und damit vom Beschäftigungsgrade die Rede sein wird, ist von der Einführung der von Peiser[1]) geprägten Ausdrücke „abhängige“ oder „nicht abhängige“ Kosten Gebrauch gemacht worden. Als Erzeugungseinheit ist für die Untersuchung die Normaltonne festgelegt, und jetzt sollen die für die Normaltonne anfallenden Förderkosten danach untersucht werden, ob sie vom Beschäftigungsgrad abhängig oder nicht abhängig sind. Nur so läßt sich ein Bild gewinnen, wie sich die Förderkosten bei vollständiger Ausnutzung des Werkes gestalten werden.

Abb. 10 zeigt eine Darstellung, in der die verschiedenen Kostenarten in Markbeträgen monatsweise graphisch aufgetragen sind. Abb. 11 gibt ein ähnliches Bild wieder, nur spiegeln die einzelnen Felder die Höhe der verschiedenen, auf die Erzeugungseinheit — die Normaltonne — bezogenen Kostenarten wider.

Die Abschreibungen sind zu der für Krananlagen allgemein üblichen Höhe von 10% angenommen. Als Zinsfuß für das noch jeweilig investierte Anlagekapital wurde ein Satz von 5% festgelegt, obgleich der Reichsbankdiskont für das betreffende Jahr höher liegt. Man hielt diese Festsetzung für angebracht, um die Abrechnung zu vereinfachen. Die Kosten für die Abschreibung und den Zinsendienst sind auf die einzelnen Monate eines jeden Jahres gleichmäßig verteilt, gehören also, wenn man die Erzeugungseinheit betrachtet, zu den „abhängigen“ Kosten. Aus Abb. 11 geht hervor, in wie hohem Grade die Krankosten für die Normaltonne von ihnen abhängig sind.

Zur Feststellung der Kranstromkosten dienten als Grundlage die monatlichen Zählerablesungen. Ihrer Berechnung ist ein Strompreis von 7,2 Pfg. /kWh zugrunde gelegt. Hierin sind die Kosten für die elektrische Zentrale des Werkes mit enthalten. Die monatlichen Kosten für den Strom sind, wie Abb. 10 zeigt, ganz verschieden hoch für die Normaltonne, jedoch sind die Stromkosten annähernd gleich, wie auf Abb. 11 zu ersehen ist. Der Kranstromverbrauch beträgt, wie durch die Untersuchung gefunden wurde, für die Normaltonne 4,5 kWh. Die Stromkosten richten sich also in keiner Weise nach dem tatsächlich geförderten Gewicht, sondern nach der auf Grund der Bauklassen errechneten Höhe an Normaltonnen. Eine Überlegung, daß nur ein geringer Teil des verbrauchten Kranstromes zum Heben und Verfahren der Last gebraucht wird, während das Verfahren des Kranes den weit größeren Anteil an Stromverbrauch beansprucht, macht die oben angeführte Feststellung verständlich. Bei leichten und komplizierteren Konstruktionen muß eine oft sehr geringe Last verfahren werden, während bei schweren und einfacheren Konstruktionen die Leistungsfähigkeit eines Kranes besser ausgenutzt werden kann, bezw. ein weniger häufiges Verfahren nötig ist. Wenn sich auch der Strompreis von 7,2 Pfg./kWh bei verändertem Beschäftigungsgrad durch bessere Ausnutzung der elektrischen Verteiler-Zentrale niedriger stellen wird, so ist bei einem Strombezug von außerhalb der Unterschied so gering, daß er nicht ausschlaggebend ins Gewicht fällt. Die Stromkosten sind daher in die „nicht abhängigen“ Kosten einzureihen.

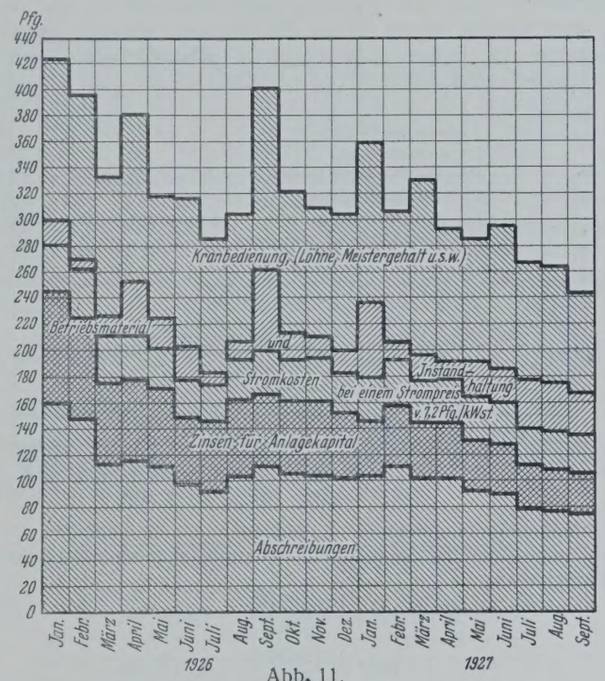


Abb. 11.

Die Kosten für die Unterhaltung und das Betriebsmaterial der Krane sind in einem Abschnitt zusammengefaßt. Wenngleich auch die Kosten für beide Kostenarten für sich erfaßt wurden, ist trotzdem von einer getrennten Darstellung abgesehen worden, um die graphischen Bilder nicht unübersichtlich zu machen. Der Verbrauch an Betriebsmaterial (Öl, Putzwolle usw.) bleibt für jeden Monat annähernd gleich, während die Unterhaltungskosten sich naturgemäß für die einzelnen Monate sehr wechselnd gestalten. Man würde über den Einfluß der Unterhaltungskosten auf die Gesamtkrankosten einen besseren Einblick gewinnen, wenn man für sie den Jahresdurchschnitt zugrunde legen würde. Es ist in den graphischen Darstellungen Abb. 10 u. 11 absichtlich von einer Benutzung des Jahresdurchschnittes für den Monat abgesehen worden, um zu zeigen, welch große Unterschiede bei Zugrundelegung der monatlich erfaßten Unterhaltungskosten auftreten können.

Da ein besserer Beschäftigungsgrad einen lebhafteren Kranbetrieb nach sich zieht, werden die Unterhaltungskosten in gewissen Grenzen steigen, ebenso wie der Betriebsmaterialverbrauch sich vergrößern wird. Diese Kosten sind daher unter den „abhängigen“ Kosten zu buchen.

Die Bedienungskosten der Krane setzen sich zusammen aus den Löhnen für die Kranführer, dem anteiligen Meistergehalt und den Aufwendungen für soziale Zulagen, Sozialversicherungen und Berufsgenossenschaft. Den Untersuchungen ist ein Durchschnittslohn von 60 Pfg./h zugrunde gelegt. Die Kranbedienungskosten bleiben annähernd konstant, da die Krane auch bei geringer Beschäftigung in Bereitschaft stehen müssen. Sie sind bei gleichbleibender Arbeitszeit zu den „abhängigen“ Kosten zu rechnen.

Einen besonderen Raum für die Kosten der Werkstattförderung nehmen die Personalkosten für die Transportarbeiter ein, die sich in gleicher Weise zusammensetzen wie die Kranbedienungskosten.

Da ein besserer Beschäftigungsgrad einen stärkeren Handtransport für die Querförderung nach sich zieht, sind in bezug auf die Einteilung der Kosten in „abhängige“ und „nicht — abhängige“ die Personalkosten für die Transportarbeiter nur in gewissen Grenzen in die „abhängigen“ Kosten einzureihen.

[1]) Herbert Peiser: Der Einfluß des Beschäftigungsgrades auf die industrielle Kostenentwicklung.

In Abb. 12 sind die Einzelkosten in Prozenten der Gesamtförderkosten, also Krankosten + Kosten für Transportarbeiter in Kurven aufgetragen. Die Kurve IV zeigt, daß die Kosten für die Transportarbeiter etwas größer sind als die gesamten Krankosten, wie sie Kurve I bis V wiedergeben. Rund die Hälfte der Gesamtförderkosten machen die Transportarbeiterkosten aus. Daß dies Verhältnis sich noch ungünstiger gestalten würde, wenn die mechanischen Fördermittel weniger gut ausgebaut wären, dürfte klar ersichtlich sein.

Um zu zeigen, wie sehr die „abhängigen" Kosten die Gesamtförderkosten für die Erzeugungseinheit — die Normaltonne — beeinflussen, sind die Gesamtförderkosten und die Werkstattleistung des Jahres 1926 und von Januar bis September 1927 einander gegenübergestellt. Die Gesamtförderkosten betragen im Jahre 1926 151102,80 R.-M. und für das Jahr 1927 von Januar bis September 127618,85 R.-M., während sich die Leistung der Werkstatt in Normaltonnen für das Jahr 1926 auf 20361 Normaltonnen und für Januar bis September 1927 auf 18922 Normaltonnen belief.

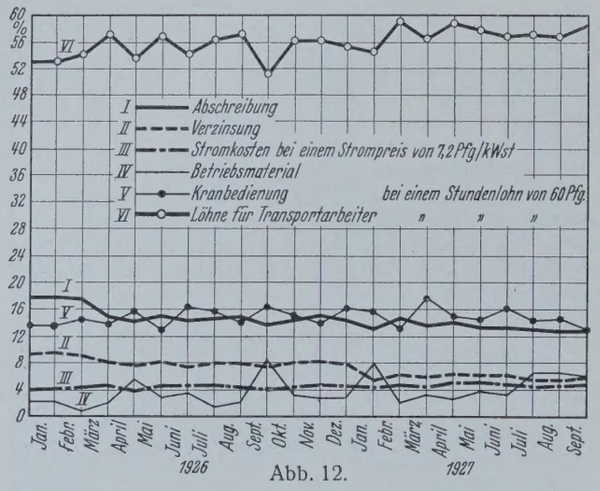


Abb. 12.

Legt man diese Zahlen zugrunde, so ergibt sich als Förderkosten für eine Normaltonne

$$\text{im Jahre } 1926 \quad \frac{151\,102{,}80}{20361} = 7{,}45 \text{ R.-M.}$$

$$\text{„ „ } 1927 \quad \frac{127\,618{,}85}{18922} = 6{,}74 \text{ R.-M.}$$

Es haben sich also die Förderkosten für eine Normaltonne im Jahre 1927 gegenüber 1926 um 9,4% verringert.

Da das untersuchte Werk für eine monatliche Normalleistung von 3000 t, also 36000 t/Jahr gebaut ist, beträgt die Leistung des Werkes

$$\text{im Jahre } 1926 \quad \frac{20361}{36000} = 56{,}5\,\%$$

$$\text{„ „ } 1927 \quad \frac{18922 \cdot 4}{36000 \cdot 3} = 70\,\% \text{ der Normalleistung.}$$

Man sieht, daß mit besserem Beschäftigungsgrade die Förderkosten für die Erzeugungseinheit bedeutend abnehmen.

Von Interesse ist es nun, die Förderkosten für die Normaltonne bei vollständiger Ausnutzung der Anlage, also bei einem Beschäftigungsgrade von 100%, festzustellen. Die Kosten für die Werkstattförderung bei einer monatlichen Normalleistung von 3000 t werden sich jetzt folgendermaßen gestalten, wenn man die im vorhergehenden aufgestellten Erwägungen und Ermittelungen zugrunde legt.

Abschreibungen	=	1905,70 R.-M.
Verzinsung des in den Kranen investierten Anlagekapitals		800,— „
Stromkosten bei einem Stromverbrauch von 4,5 kWh für die Normaltonne und einen Strompreis von 7,2 Pfg./kWh $3000 \times 4{,}5 \times 7{,}2$	=	972,— „
Betriebsmaterial und Instandhaltung monatlicher Jahresdurchschnitt + 5% für stärkere Inanspruchname der Krane $376 \times 5\,\%$	=	394,80 „
Kranbedienung:		
Löhne für Kranführer: 11 Mann je 225 Std. zu 60 Pfg.	=	1485,— „
für soziale Zulagen, Sozialversicherung und Berufsgenossenschaft insgesamt 15% $1485 \times 15\,\%$	=	222.— „
anteiliges Meistergehalt	=	90,— „
		1797,— R.-M.
Krankosten gesamt	=	5869,50 „

Kosten für Transportarbeiter:

Es sind 51 Mann erforderlich, die Kosten hierfür betragen: 51 Mann je 225 h zu 60 Pfg.	=	6885,— R.-M.
Soziale Zulagen usw. — 14% $6885 \times 14\,\%$	=	964,— „
anteiliges Meistergehalt	=	780,— „
		8629,— R.-M.
Gesamtkosten der Werkstattforderung im Monat .	=	14498,50 „

Die erzeugte Normaltonne wird durch den Transport also belastet mit:

$$\frac{14\,498{,}50}{3000} = 4{,}83 \text{ R.-M.}$$

Zum Schluß dieses Abschnittes sei noch eine Betrachtung über die Höhe der Werkstattförderkosten bei vollständig mechanisiertem Transport angestellt. Die Mechanisierung hätte sich bei dem untersuchten Werk unter gewissen Voraussetzungen, wie z. B. kleiner Grenzregelungen, früher durchführen lassen, und zwar nach dem Kreislaufprinzip, wie es in Abb. 1 dargestellt ist. Das Werk sei wieder für eine Normalleistung von 3000 t versandfertiger Eisenkonstruktion bei einer monatlichen Arbeitszeit von 225 h eingerichtet. Es würden dann an Kranen zur Bewältigung des Transportes vorzusehen sein:

je 2 Krane in den vier Zusammenbauhallen,
je 1 Kran in den drei Lagern,
in der Bearbeitungshalle 2 große und 4 kleine Krane — letztere für eine Bedienung vom Boden aus,
2 kleine Krane für die Vorzeichnerei, ebenfalls zur Bedienung vom Boden aus.

An Arbeitern würden benötigt: 13 Kranführer:
je 2 Transportarbeiter für die Bedienung der Krane in den drei Lagern,
je 2 Mann für die beiden großen Krane in der Bearbeitungshalle,
je 2 Mann für jede der vier Zusammenbauhallen zum Transport des Materials an die Zulagen,
2 Mann zum Transport des Materials von Maschine zu Maschine,
8 Mann zum Verladen bezw. zum Entladen des Materials.

Es sind also insgesamt 28 Transportarbeiter erforderlich.

Das Anlagekapital für die Krananlagen betrage jetzt 270000 R.-M.

Auf Grund der oben ausgeführten Überlegung und unter Einhaltung der dortigen Voraussetzungen werden die Kosten sich jetzt folgendermaßen gestalten:

Abschreibungen: $\frac{270\,000 \times 10\,\%}{12}$	=	2225 R.-M.
Verzinsung des in den Kranen investierten Anlagekapitals: $\frac{270\,000 \times 5\,\%}{12}$	=	1112 R.-M.
Stromkosten: Der Stromverbrauch für die Tonne versandfertiger Eisenkonstruktion wird sich jetzt etwa 20% höher stellen, also 5,4 kWh ausmachen: $3000 \times 5{,}4 \times 7{,}2$	=	1166 R.-M.
Betriebsmaterial und Instandhaltung sei angenommen zu	=	480 R.-M.
Kranbedienung:		
Löhne für Kranführer 13 Mann je 225 h zu 60 Pfg. . .	=	1755 R.-M.
für soziale Zulagen usw. 15%, $1755 \times 15\,\%$	=	263 „
anteiliges Meistergehalt wie vorher	=	90 „
		2108 R.-M.
Krankosten gesamt	=	7091 R.-M.
Kosten für Transportarbeiter:		
28 Mann je 225 h zu 60 Pfg.	=	3780 R.-M.
soziale Zulagen usw. 15%, $3780 \times 15\,\%$	=	567 „
anteiliges Meistergehalt	=	780 „
		5127 R.-M.
Gesamtförderkosten	=	12218 R.-M.

Die Tonne fertiger Eisenkonstruktion wird durch die Förderkosten bei vollständig mechanisiertem Transport und unter Zugrundelegung eines Beschäftigungsgrades von 100% belastet mit:

$$\frac{12218}{3000} = 4{,}07 \text{ R.-M.}$$

Auch hier ist es von Interesse, die Förderkosten für den Fall festzustellen, daß das für 3000 Normaltonnen erbaute Werk nicht voll beschäftigt ist. Es seien für diese Betrachtungen die Beschäftigungsgrade von 50% und von 75% herangezogen.

Dieselben Erwägungen, die für die einzelnen Kostenarten der Förderung mit teilweisem Handbetrieb bei Änderung der Beschäftigung gelten, sind auch für die Kostenarten der mechanisierten Förderung maßgebend.

Während sich dort allerdings bei Beschäftigungsab- oder -zunahme die Förderkosten im wesentlichen in zwei Punkten änderten — in den Kosten für den Stromverbrauch und in den Kosten für die Transportarbeiter — sind hier fast ausschließlich die Kranstromkosten für die Kostengestaltung bei Beschäftigungsänderung ausschlaggebend. Bei mechanisierter Förderung ist die Anzahl der Transportarbeiter so knapp bemessen, daß sie auch bei geringerer Ausbringung kaum verkleinert werden kann. Die Kosten für die Transportarbeiter sind hier, also im Gegensatze zur Förderung mit teilweisem Handtransport zu den „abhängigen" Kosten zu zählen. Die geringen Änderungen der Kosten für Betriebsmaterial und Instandhaltung können als unbedeutend für die folgenden Betrachtungen außer acht gelassen werden.

Die Kranstromkosten sind nach den oben gemachten Ausführungen der Ausbringung proportional, nehmen also bei einem Beschäftigungsgrad von 50% um das gleiche Maß von 50% ab. Nach den oben aufgestellten Berechnungen betragen die Kranstromkosten 1166 R.-M., während die Gesamtkosten sich auf 12 218 R.-M. belaufen. Hiernach berechnen sich die Förderkosten für einen Beschäftigungsgrad von 50% zu 12 218 R.-M.

$$\begin{array}{rl} & 12\,218 \text{ R.-M.} \\ -\ 1166 \times 50\% = & \underline{\quad 583 \quad \text{„}} \\ & 11\,635 \text{ R.-M.} \end{array}$$

und damit die Förderkosten einer Normaltonne zu

$$\frac{11\,635}{1500} = 7{,}76 \text{ R.-M.}$$

Für einen Beschäftigungsgrad von 75% verringern sich die Stromkosten um 25%, also um $1166 \times 25\% = 291$ R.-M.

Damit betragen die Gesamtförderkosten:

$$\begin{array}{rl} & 12\,218 \text{ R.-M.} \\ & -\ 291 \quad \text{„} \\ \hline & 11\,927 \text{ R.-M.} \end{array}$$

und die Förderkosten für die Normaltonne:

$$\frac{11\,927}{2250} = 5{,}30 \text{ R.-M.}$$

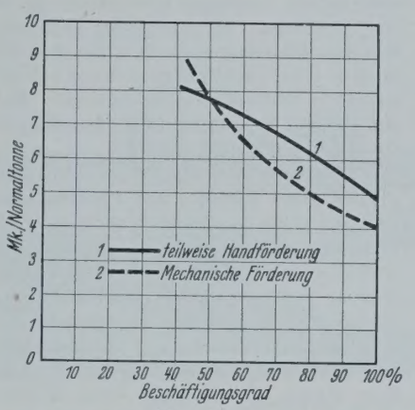


Abb. 13.

In Abb. 13 ist der Verlauf der Förderkosten für eine Normaltonne in Abhängigkeit vom Beschäftigungsgrad für beide Transportarten aus den oben erzielten Ergebnissen entwickelt. Die Kurve 1, die die Förderkosten bei teilweisem Handtransport darstellt, verläuft fast gerade, d. h. die Förderkosten nehmen mit vermehrter Ausbringung annähernd gleichmäßig ab.

Die Kurve 2, die die Förderkosten bei mechanisiertem Transport wiedergibt, zeigt die gesteigerte Zunahme der Kosten bei vermindertem Beschäftigungsgrad in deutlicher Weise. Da sich die beiden Kurven bei einem Beschäftigungsgrad von etwa 50% schneiden, ist der Schluß zu ziehen, daß der mechanisierten Förderung der Vorzug zu geben ist, so lange man damit rechnen kann, daß die Ausbringung nicht unter 50% der normalen sinkt.

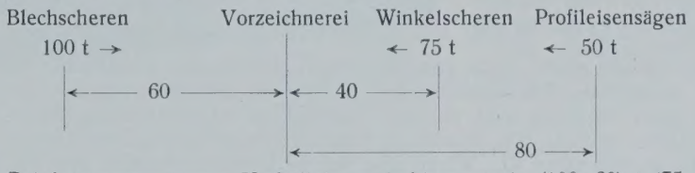
Während im vorhergehenden die Grundlagen für eine systematische Betrachtungsweise der Förderkosten geschaffen wurden, soll im folgenden untersucht werden, wie man durch geeignete Anordnung der Werkstätten und zweckmäßigste Aufstellung der Arbeitsmaschinen in der Vereinfachung der Förderung ein „Optimum" erreichen kann.

Bei Beurteilung einer Werkanlage im Hinblick auf die einfachste Förderung, also den geringsten Förderaufwand, ist die Lage der einzelnen Arbeitsplätze und Arbeitsmaschinen zueinander maßgebend. Die aufzuwendende Förderarbeit wird bei gegebener Fördermenge um so geringer, je kürzer die zwischen den einzelnen Arbeitsorten zurückgelegten Förderwege sind. Es läßt sich also bei verschiedener Ausgestaltung einer Werkanlage durch einen Vergleich der Gesamtwege, die das Material während des Fertigungsganges durchlaufen muß, ein Urteil über die geeignetste Lösung der Werkstattransportfrage gewinnen.

In eingeschossigen Werkstätten, wie sie für eine Eisenbauanstalt nur in Betracht kommen, sind zur Beantwortung der oben gestellten Frage lediglich die Förderwege in wagerechter Richtung heranzuziehen. Das Heben und Senken der Last, das gewissermaßen als nicht zu vermeidende Begleiterscheinung anzusehen ist, spielt für unsere Untersuchung keine Rolle. Das Aufnehmen und Absetzen der Last durch die Krane muß stets in gleicher Weise vorgenommen werden, ob nun die wagerechten Förderwege lang oder kurz sind. Bei Erfassung der wagerechten Förderwege in kranbedienten Hallen darf der Untersuchung nicht der unmittelbare Weg zwischen den einzelnen Arbeitsplätzen zugrunde gelegt werden, es ist vielmehr der zusammengesetzte Weg längs und quer zur Halle zu betrachten. Diese Zerlegung ist notwendig, da die Förderarbeit nicht auf dem direkten Verbindungsweg geleistet wird, sondern stets auf den beiden Wegkomponenten, längs zur Halle durch den Kranfahrmotor und quer zur Halle durch den Katzfahrmotor.

Die Reihenfolge der einzelnen Arbeitsorte ist durch den Fabrikationsgang bestimmt, den das Material während der Fertigung zu nehmen hat. Die zu wählende Entfernung zwischen den einzelnen Arbeitsplätzen ist außer von der notwendigen räumlichen Ausdehnung, die das Material beansprucht, von der jeweilig zu fördernden Materialmenge abhängig. Der Rohstoff fällt nicht stets in gleicher Menge an, sei es, daß das zu verarbeitende Material verschiedene Arbeitsgänge überspringt oder daß das Fabrikationsprogramm wechselt. Auf jeden Fall ist Voraussetzung für die Entfernungswahl zwischen den einzelnen Arbeitsorten, daß man sich zuerst einen Überblick über die durchschnittliche Menge des in gleichen Zeiträumen anfallenden Materials schafft. Man wird dann diejenigen Arbeitsorte möglichst nahe aneinanderrücken, zwischen denen die größeren Materialmengen zu fördern sind.

Zur Erläuterung des Obengesagten sei die Vorzeichnerei als Beispiel herangezogen. Ihre Lage ist einmal abhängig von der Zuschneiderei, der Richterei und der Winkelschmiede, anderseits aber auch von der Bohrerei, der Fräserei und der Locherei. Es sei in diesem Beispiel lediglich die Lage der Vorzeichnerei zur Zuschneiderei betrachtet, die sich aus den drei Arbeitsplätzen für die Blechscheren, die Winkelscheren und die Sägen zusammensetzt. Es seien in gleichen Zeiten von den Blechscheren 100 t, von den Winkelscheren 75 t und von den Sägen 50 t Material zur Vorzeichnerei zu fördern. Sämtliche drei Lager mit ihren Arbeitsmaschinen liegen nebeneinander (Abb. 1), während die Vorzeichnerei zwischen dem Blechlager und dem Winkeleisenlager angeordnet ist. Die Entfernung zwischen der Vorzeichnerei und den drei einzelnen Arbeitsstellen betrage 60 m, 40 m und 80 m.



Bei den angenommenen Verhältnissen sind insgesamt: $(100 \cdot 60) + (75 \cdot 40) + (50 \cdot 80) = 13\,000$ tm zu leisten. Es soll untersucht werden, ob die Vorzeichnerei an der geeignetsten Stelle liegt.

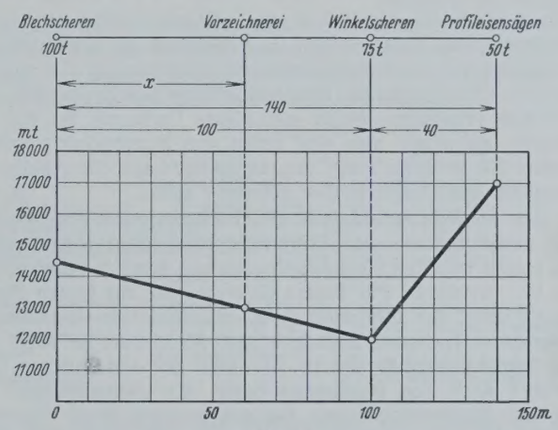


Abb. 14.

Bezeichnet man entgegen der obigen Annahme die gesuchte Entfernung der Vorzeichnerei von den Blechscheren mit x (Abb. 14), so erhält man für die Förderleistung y die Gleichung $y = 100\,x + 75\,(100 - x) + 50\,(140 - x)$, aus der der Kleinstwert für y zu bestimmen ist. Hierbei ist zu beachten, daß für $x \gtrless \begin{matrix} 100 \\ 140 \end{matrix}$ die Gleichung gilt: $y = 100\,x + 75\,(x - 100) + 50\,(140 - x)$ und für $x > 140$: $y = 100\,x + 75\,(x - 100) + 50\,(x - 200)$.

Errechnet man nacheinander die Förderarbeit y für verschiedene Lagen x der Vorzeichnerei, die jeweils mit der Lage der Blechscheren, der Winkelscheren und der Profileisensägen zusammenfallen mögen, so erhält man nacheinander 14 400, 13 000 und 12 000 tm. Werden jetzt x und y graphisch aufgetragen (Abb. 14), so ergibt sich für $x = 100$ m der Kleinstwert für $y = 12\,000$ tm. Die günstigste Lage in bezug auf den Förderaufwand wird also erreicht, wenn Vorzeichnerei und Winkelschere zusammenliegen, oder da dies praktisch nicht durchführbar ist, wenn die Vorzeichnerei möglichst nahe an das Winkeleisenlager herangerückt wird. Das Diagramm zeigt ferner, daß von den beiden Möglichkeiten, die Vorzeichnerei entweder zwischen den Blechscheren und Winkelscheren und Sägen unterzubringen, nur die erstere in Frage kommt, wenn man den geringsten Förderaufwand erzielen will.

In dem angeführten Beispiel ist nach der vorliegenden Anordnung der Förderaufwand von 13 000 tm der günstigenfalls zu erreichende.

Zahlentafel.

Bearbeitungsstellen	Geförderte Menge in t	Jetziger Zustand des Werkes: Förderleistung in tm	Jetziger Zustand des Werkes: Relativförderweg m	Werk vor dem Umbau (alter Zustand): Förderleistung in tm	Werk vor dem Umbau (alter Zustand): Relativförderweg m	Anordnung des Werkes nach Abb. 1 (Kreislaufprinzip): Förderleistung in tm	Anordnung des Werkes nach Abb. 1 (Kreislaufprinzip): Relativförderweg m
Lager	5254,1	157 256	29,93	238 326	45,36	149 479	28,45
Zuschneiderei	2115,1	117 146	55,38	304 257	143,85	96 745	45,74
Richterei	3090,8	172 503	55,81	223 650	72,36	85 399	27,63
Winkelschmiede	216,0	42 865	198,45	29 894	138,40	16 425	76,04
Vorzeichnerei	850,0	90 031	105,92	172 856	203,36	35 837	42,16
Bohrerei	4034,6	398 979	98,89	737 608	182,42	574 377	142,36
Locherei	457,2	44 628	97,61	13 044	28,53	62 521	136,74
Blechkantenhobelei	1219,1	82 848	67,96	144 707	118,70	40 311	33,06
Fräserei	1998,5	287 922	144,07	129 303	64,70	72 448	36,25
Zusammenbau	3969,6	611 818	154,12	548 003	138,05	368 453	92,82
Waggon	3450,8	286 559	83,04	574 006	166,34	297 974	86,35
		2 292 454		3 115 654		1 799 969	

Dividiert man diese Förderleistung durch die gesamte geförderte Menge, also durch 225 t, so wird man einen Wert erhalten von 57,7 m. Dieser durch Rechnung gefundene Wert stellt diejenige durchschnittliche Strecke dar, die jede Tonne Fördergut von der Zuschneiderei bis zur Vorzeichnerei durchlaufen muß. Diese Strecke gibt ein Transportcharakteristikum, das jeder Arbeitsstelle eigen ist, und sie sei als „Relativförderweg" bezeichnet. Neben diesem praktischen Relativförderweg kann man den theoretischen Relativförderweg für jede Stelle ermitteln. In unserem Falle beträgt er $\frac{12\,000}{225} = 53{,}4$ m. Je mehr nun der praktische Relativförderweg sich dem theoretischen nähert, desto günstiger liegen die Transportverhältnisse für die betreffende Arbeitsstelle. Zur Errechnung des Relativförderweges für jeden Arbeitsort sind nur die ankommenden Fördermengen heranzuziehen, während das abgehende Material der nachgeordneten Arbeitsstelle zuzuschreiben ist. Würde man jeden einzelnen Arbeitsort nicht nur mit dem ankommenden, sondern auch mit dem abgehenden Fördergut belasten, so würde die Transportarbeit des Werkes in doppelter Größe erscheinen.

In dem gewählten Beispiel ist der gefundene Wert von 57,7 m der Relativförderweg der Vorzeichnerei im Verhältnis zur Zuschneiderei. Der Relativförderweg der Vorzeichnerei unter Berücksichtigung aller anliefernden Arbeitsstellen (Zuschneiderei, Richterei, Winkelschmiede) läßt sich in gleicher Weise ermitteln. Führt man dieses Verfahren für alle Arbeitsstellen durch, so erhält man eine Reihe von Relativförderwegen, deren Größe sofort die günstige bezw. die ungünstige Lage eines jeden Arbeitsortes innerhalb des Gesamtwerkes erkennen läßt.

Hat man für jede Arbeitsstelle den Förderaufwand errechnet, so läßt sich aus deren Summe der Relativförderweg des Gesamtwerkes bestimmen, indem man den Gesamtförderaufwand durch die tatsächliche Ausbringung in t dividiert. Für unsere Untersuchung der besten Maschinenanordnung genügt die Zugrundelegung des einfachen Gewichts, da wir jeden einzelnen Transport zwischen den Maschinen ja nach der Bearbeitung berücksichtigen. Würde man statt der tatsächlichen Gewichte die Gewichte nach den Bauklassen bezw. die „Normaltonne" bei Berechnung des Relativförderweges für das gesamte Werk einsetzen, so würde man die Verschiedenheit der Bearbeitung doppelt in Rechnung setzen.

Bei einem Vergleich des Relativförderweges für verschiedene Ausgestaltung eines Werkes wird man diejenige Anordnung als die günstigste anerkennen müssen, für die der Relativförderweg der kürzeste ist. Hat sich durch längere Statistik ein innerhalb gewisser Grenzen gleichbleibender Relativförderweg ergeben, der für das Werk als normal bezeichnet werden kann, so läßt sich bei bekanntem Förderaufwand und bekannter Ausbringung ein Rückschluß auf die Art der erzeugten Eisenkonstruktion ziehen. Der Relativförderweg wird um so länger sein, je verwickelter die Konstruktion ist.

Da die Förderkosten im allgemeinen nur auf einem Konto geführt werden, begegnet ihre richtige Verteilung auf die einzelnen Werkstätten häufig gewissen Schwierigkeiten. Mit Hilfe des Relativförderweges läßt sich die Aufteilung der Förderkosten in einfacher Weise vornehmen. Da man für die einzelnen Werkstätten die Relativförderwege ein für allemal festgestellt hat, so genügt die Erfassung der nach jeder Werkstätte geförderten Materialmenge in t, um den Förderaufwand in tm zu errechnen, in dem eine Verhältniszahl für die Verteilung der Förderkosten auf die einzelnen Werkstätten gegeben ist. Man ist also jederzeit in der Lage, den verhältnismäßigen Förderkostenanteil einer Werkstätte ohne große Schwierigkeiten nachzuprüfen.

Das von mir untersuchte Werk wurde umgebaut mit der ausgesprochenen Absicht, die Förderarbeit zu verringern. Es interessiert nun, mit Hilfe der Relativförderwege die Veränderungen in den Transportverhältnissen festzustellen. Zu diesem Zweck wurde eine genaue Vermessung der Arbeitsstellen untereinander vorgenommen und die Entfernung zwischen ihnen festgelegt. Jede Arbeitsstelle führte eine Tabelle, in der das wöchentlich angelieferte Fördergut in t verzeichnet wurde. Die Gewichtserfassung des Materials geschah an Hand der auf S. 591 beschriebenen Werkzettel. Natürlich wiesen die Relativförderwege bei dem kurzen Zeitabschnitt einer Woche erhebliche Schwankungen auf. Es kann daher der Relativförderweg für jede Arbeitsstelle nur über eine längere Zeitdauer richtig ermittelt werden, deren Länge von dem jeweiligen Produktionsprogramm abhängig ist. In vorliegendem Falle wurde der Zeitraum von einem Vierteljahr als genügend erachtet.

Aus der Zahlentafel geht die vergleichende Übersicht der Transportverhältnisse des Werkes in dem gegenwärtigen und dem früheren Zustande hervor. Dieser Vergleich wurde noch erweitert für eine Anordnung des Werkes bei günstigster Lage aller Arbeitsstellen zueinander. Dieser Anordnung wurde das Kreislaufprinzip (Abb. 1) zugrunde gelegt und innerhalb des letzteren die günstigste Lage eines jeden Arbeitsplatzes nach dem oben durchgeführten Verfahren errechnet. Die Förderwege für die einzelnen Arbeitsstellen des Werkes im früheren Zustande wurden nach einem alten Fabrikplan ermittelt. Die Fördermengen entsprechen in allen drei Fällen den durch die Untersuchung erfaßten Werten.

Für die meisten Arbeitsstellen hat sich durch die Umstellung des Werkes eine Verbesserung des Relativförderweges ergeben. Nur bei Winkelschmiede, Locherei, Fräserei und Zusammenbau sind die Relativförderwege größer geworden. Trotzdem hat sich der Förderaufwand des Gesamtwerkes um 26,4 % verringert. Aber er ist gegenüber dem Förderaufwand bei günstigster Anordnung der Werkstätten immer noch um 28,2 % größer, obgleich einzelne Werkstätten auch hier eine Erhöhung der Relativförderwege erfahren haben. Man sieht hieraus, daß sich eine noch größere Verbesserung der Werkstättenanordnung in fördertechnischer Hinsicht sehr wohl hätte erreichen lassen.

Die Ausbringung betrug in dem untersuchten Vierteljahr 3347 t. Damit ergibt sich der Relativförderweg des gesamten Werkes für die drei verschiedenen Anordnungen zu

$3\,115\,654 : 3347 = 930{,}82$ m
$2\,292\,454 : 3347 = 684{,}89$ „
$1\,799\,969 : 3347 = 547{,}75$ „ .

Das Ergebnis der Untersuchung, ausgedrückt in diesen drei Relativförderwegen, zeigt, wie erheblich sich bei geschickter Anordnung der Werkstätten der Förderweg verkürzen läßt.

INHALT: Über den Bau des Hafens in Helgoland. — Die schräge Druckluftabsenkung in Theorie und Praxis. — Neues Berechnungsverfahren für den Abfluß an Wehren aus der Geschwindigkeitsverteilung des Wassers über der Wehrkrone. — Beobachtungen und Versuche über Schwimmsanderscheinungen beim Bau einer Talsperre. — Das Förderwesen in einer Eisenkonstruktionswerkstätte.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau. — Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

7. Jahrgang | BERLIN, 30. August 1929 | Heft 38

Alle Rechte vorbehalten.

Ideenwettbewerb für den Bau einer neuen Rheinbrücke bei Maxau.

Von Reichsbahnrat **Ernst**, Berlin.

Der letzte der drei von der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft ausgeschriebenen Skizzenwettbewerbe[1]) hatte den Bau einer neuen Rheinbrücke bei Maxau zum Gegenstande. Die in den Jahren 1864/65 erbaute Eisenbahn- und Straßen-Schiffbrücke (Abb. 1) soll durch eine zweigleisige Eisenbahnbrücke und eine Straßenbrücke ersetzt werden. Beide Brücken sollen voneinander getrennt, aber auf gemeinsamen Pfeilern erbaut werden.

Folgende Unterlagen wurden den Bewerbern übergeben:

1. Ein Lageplan der Baustelle.
2. Ein Längenschnitt in der neuen Brückenachse im Maßstab 1 : 500 (Abbild. 2). Er enthielt neben dem Höhenplan der Schienenoberkante der neuen Eisenbahnbrücke Angaben über die von Einbauten der Brückenkonstruktion und über die bei Aufstellung der Brücke von Gerüsteinbauten frei zu haltenden Räume. Für die Strombrücke waren eine große Schiffahrtöffnung von rd. 171 m Lichtweite und eine Nebenöffnung von rd. 95 m Lichtweite vorzusehen. Da aber der Strompfeiler in einem Raum von 15 m Weite in der Brückenachse verschoben und außerdem auf dem rechten Ufer in dem Raum zwischen der Uferkante und der Widerlagerkante unter gewissen Voraussetzungen ein weiterer Pfeiler eingebaut werden konnte, so waren die Verhältnisse hier nicht so einengend wie bei der Brücke bei Speyer.[2]) Während dort das Verhältnis der Weiten der beiden Stromöffnungen etwa 1,5 : 1 war, konnten hier Verhältnisse von etwa 1,8 : 1 bis etwa 2,5 : 1 gewählt werden. Wie bei den Brücken bei Mannheim-Ludwigshafen und Speyer war auch hier der Baugrund für die Aufnahme von Bogenschüben oder von Zügen hängeartiger Tragwerke nicht geeignet.
3. Ein Querschnitt im Maßstab 1 : 100 (Abb. 3). Der Mittenabstand der inneren Hauptträger beider Brücken sollte 4 m, die lichte Breite der Eisenbahnbrücke mindestens 8,46 m, die der Straßenbrücke mindestens 9 m bei einer Fahrbahnbreite von 8 m betragen. Für den Fußgängerverkehr war bei der Straßenbrücke ein 3 m breiter Fußweg vorzusehen. Für die Bahnbrücke stand eine Bauhöhe von 2,24 m (von Schienenoberkante bis Konstruktionsunterkante), für die Straßenbrücke eine solche von 2,09 m zur Verfügung.
4. Zwei von ober- und unterstrom aufgenommene Lichtbilder der Brückenbaustelle.

Abb. 1. Eisenbahn- und Straßen-Schiffbrücke bei Maxau.

Verlangt waren: ein Grund- und ein Aufriß der Bauwerke im Maßstab 1 : 500, Querschnitte der beiden Brücken im Maßstab 1 : 100, zwei in die beigegebenen Lichtbilder eingezeichnete Perspektiven und ein kurzer Erläuterungsbericht. Kostenangaben, Festigkeitsberechnungen und Angaben über die Gründung der Bauwerke wurden nicht verlangt. Die statischen Verhältnisse der Eisenbahnbrücke sollten dem Lastenzug N der Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken (BE) von 1925 entsprechen. Die Wahl des Baustoffs war den Bewerbern freigestellt.

Abb. 2. Längsschnitt in der Brückenachse.

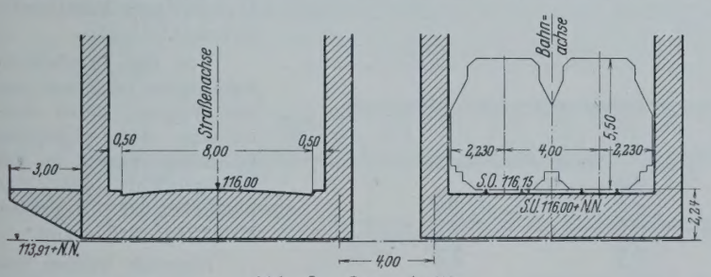


Abb. 3. Querschnitt.

An den Beratungen des Preisgerichts am 14. und 15. März 1929 nahmen folgende Herren teil:

Ministerialdirektor Knaut, Reichsverkehrsministerium, als Vorsitzender;
Ministerialrat Dr.-Ing. Ellerbeck, Reichsverkehrsministerium;
Reichsbahndirektor Geh. Baurat Dr.-Ing. Schaper, Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft;
Direktor b. d. Reichsbahn Prof. Grimm, Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft;
Ministerialrat Vilbig, Bayerisches Staatsministerium des Innern;
Oberregierungsrat Ullmann, Speyer;
Ministerialdirektor Dr. Fuchs, Präsident der Badischen Wasser- und Straßenbaudirektion in Karlsruhe;
Oberregierungsbaurat Dr. Schmieder, Heidelberg;
Bürgermeister Schneider, Karlsruhe.
Die Herren Ullmann und Schmieder vertraten die verhinderten Herren Geh. Baurat Prof. Dr. Th. Fischer, München, und Ministerialrat Prof. Dr. Hirsch, Karlsruhe.

Nach längerer Aussprache kam das Preisgericht einmütig zu folgender Ansicht:

„Die weite und ebene Rheinlandlandschaft bei Maxau verlangt ein einfaches Bauwerk. Es müssen deshalb, abgesehen von Entwürfen, die den Forderungen des Programms widersprechen (Weglassen des mittleren Pfeilers, Änderungen der vorgeschriebenen Höhenlage der Fahrbahn usw.), alle die Entwürfe ausscheiden, die einen komplizierten Aufbau und eine

[1]) Vgl. „Die Bautechnik" 1929, Heft 6, S. 77.
[2]) Vgl. „Die Bautechnik" 1929, Heft 35, S. 532.

Abb. 4. 1. Preis. Entwurf Nr. 10. Kennzahl 765 893 A.

Abb. 6. 2. Preis. Entwurf Nr. 66. Kennzahl 141 593.

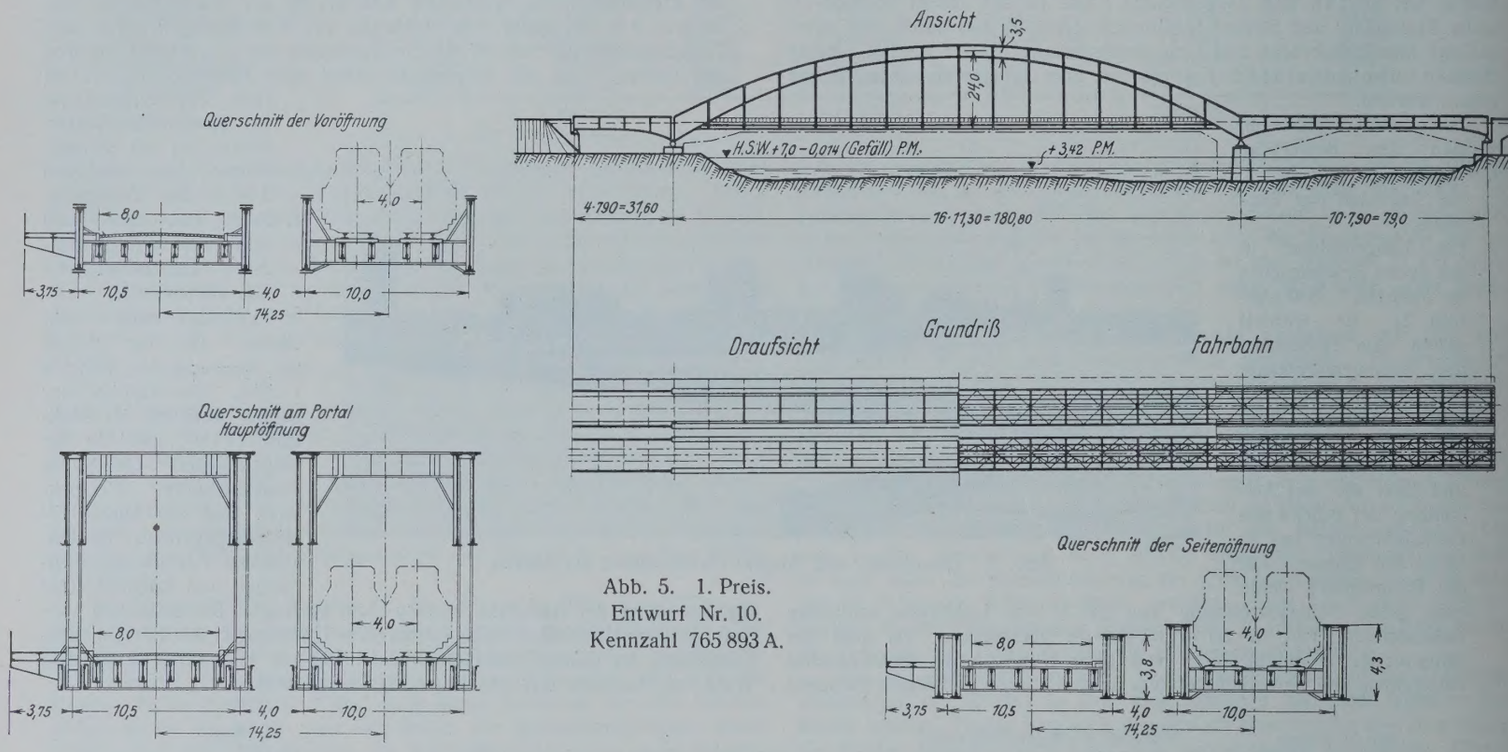


Abb. 5. 1. Preis. Entwurf Nr. 10. Kennzahl 765 893 A.

sehr unruhige Gliederung zeigen. In engste Wahl kommen demzufolge nur Entwürfe mit Parallelfachwerkträgern, die in gleicher Höhe und in ununterbrochenem Zuge die beiden Öffnungen überspannen, oder solche Entwürfe, die die große Öffnung mit einem Bogenträger mit Zugband und die kleine mit schlichten, hauptsächlich unter der Fahrbahn liegenden Blechträgern überbrücken.

Das Preisgericht ist einstimmig der Meinung, daß von diesen beiden Lösungen dem Bogenträger der Vorzug zu geben sei, weil er die Landschaft durch die aufsteigende Bogenlinie bereichert, die verschiedenartigen Öffnungen und ihre Funktionen klar zum Ausdruck bringt, in der Schrägansicht einen denkbar klaren Aufbau zeigt und schließlich für alle die Brücke Passierenden eine möglichst freie Aussicht auf den Fluß und die Landschaft gewährt.

Im Gegensatze zu dem Wettbewerb für die Brücke bei Speyer wird hier die Lösung mit Bogenträgern über der Fahrbahn in beiden Öffnungen deshalb für unschön gehalten, weil die Weite der Öffnungen zu sehr voneinander abweicht.

Von den Parallelfachwerkträgern verdienen jene den Vorzug, deren Ausfachung die geringsten Überschneidungen in der Schrägansicht der vier hintereinander liegenden Hauptträgerwände gibt."

Hiernach wurden von den 125 wettbewerbsfähigen Entwürfen im ersten Prüfungsgang einstimmig 67 Entwürfe ausgeschieden. In einem zweiten Gang wurden mit Stimmenmehrheit 28 Entwürfe und in einem dritten Gang weitere

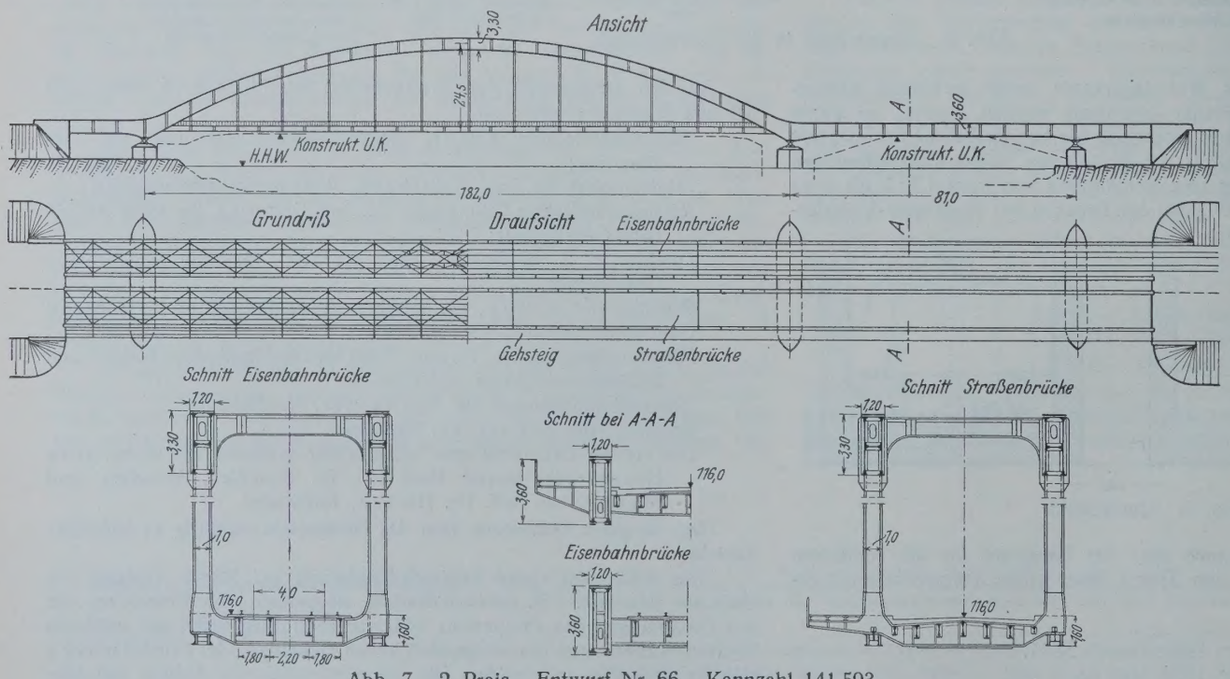


Abb. 7. 2. Preis. Entwurf Nr. 66. Kennzahl 141 593.

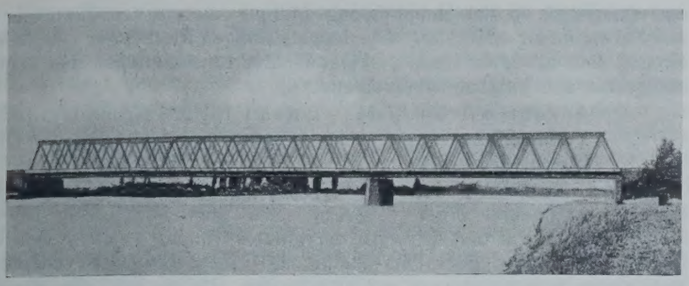


Abb. 8. 3. Preis. Entwurf Nr. 13. Kennzahl 300 129.

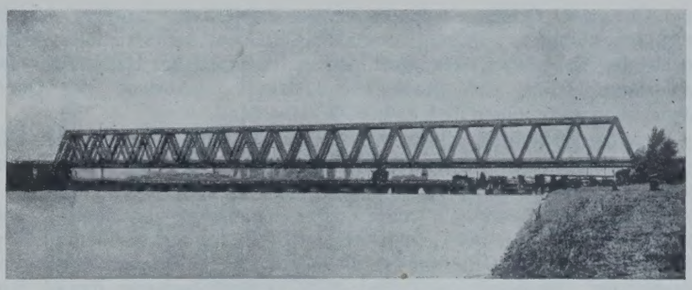


Abb. 9. 4. Preis. Entwurf Nr. 117. Kennzahl 382 654.

14 Entwürfe ausgeschieden, so daß 16 Entwürfe in die engste Wahl kamen. Von diesen wurden 8 Entwürfe mit Preisen gekrönt und zum Ankauf empfohlen. Sie sollen zunächst kurz beschrieben werden.

1. Preis: 7000 R.-M. Entwurf Nr. 10. Kennzahl 765 893 A. Verfasser: Louis Eilers, Hannover-Herrenhausen. Architekt: Prof. Dr. German Bestelmeyer, München (Abb. 4 u. 5).

„Unter Einbeziehung der linksrheinischen Landöffnung über drei Öffnungen ohne Gelenke durchlaufender Blechträger, der in der Hauptöffnung als Bogenträger mit Zugband ausgebildet ist. Stützweiten 31,6 + 180,8 + 79 m. Die Blechträger sind mit Ausnahme der Träger in der linken Landöffnung doppelwandig. Pfeilhöhe des Bogens 24 m über Zugband, das rd. 4,5 m über den Auflagern liegt. Stegblechhöhe des Bogens im Scheitel 3,5 m, an den Auflagern 7,5 m. Stegblechhöhe in den Nebenöffnungen bei der Bahnbrücke 4,3 m, bei der Straßenbrücke 3,8 m. Abstand der Hängestangen und Querträger in der Hauptöffnung 11,3 m, Abstand der Querträger in der Nebenöffnung rd. 8 m. Entfernung der Hauptträger der Bahnbrücke 10 m, der Straßenbrücke 10,5 m. In jedem Knotenpunkt der Bogenbrücke sind Vollrahmen vorgesehen, so daß zwischen den Bogenträgern kein besonderer Verband nötig ist. Fahrbahnwindverband. Querträger mit Zugband vernietet. Baustoff St 37 mit Rücksicht auf die Durchbiegungen."

Abb. 10. Ankauf mit 1000 R.-M. Entwurf Nr. 37. Kennzahl 3 010 300.

3. Preis: 3000 R.-M. Entwurf Nr. 13. Kennzahl 300 129. Verfasser: Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg AG., Werk Gustavsburg, Gustavsburg bei Mainz. Grün & Bilfinger AG., Mannheim. Künstlerischer Berater: Baudirektor Abel, Köln (Abb. 8).

„Über zwei Öffnungen durchlaufender Parallelfachwerkträger mit abgeschrägten Enden und einem Gelenk in der Nebenöffnung. Ausfachung Strebenfachwerk ohne Pfosten. Stützweite in der Hauptöffnung 176 m. Der rd. 71 m weit gestützte eingehängte Träger der Nebenöffnung ruht auf einem 28 m langen Kragarm des Trägers in der Hauptöffnung. Systemhöhe 16,5 m. Abstand der Hauptträger der Bahnbrücke 9,6 m, der Straßenbrücke 10 m. Entfernung der Querträger rd. 14,5 m. Oberer und unterer Windverband."

4. Preis: 2000 R.-M. Entwurf Nr. 117. Kennzahl 382 654. Verfasser: Siemens-Bauunion G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Dipl.-Ing. Hans Rottmayer, Architekt B. D. A., Berlin-Charlottenburg (Abb. 9).

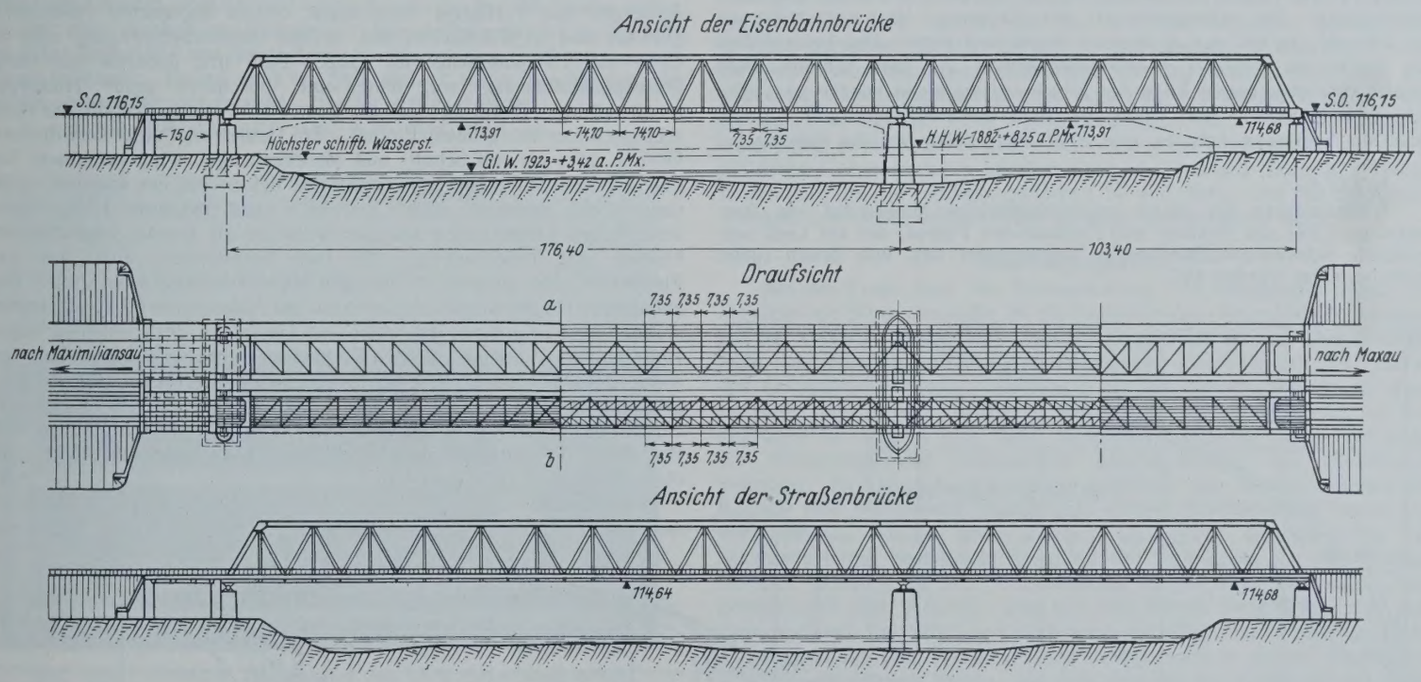


Abb. 11. Ankauf mit 500 R.-M. Entwurf Nr. 5. Kennzahl 131 313.

2. Preis: 5000 R.-M. Entwurf Nr. 66. Kennzahl 141 593. Verfasser: Regierungsbaurat Berndt als Architekt und Regierungsbaurat Klein als Ingenieur, beide in München. (Abb. 6 u. 7).

„In der Hauptöffnung vollwandiger Bogenträger mit Zugband von 182 m Stützweite mit 2 Kragarmen. In der Nebenöffnung ein eingehängter doppelwandiger Blechträger von 41 m Stützweite auf einem 27 m langen

„Über zwei Öffnungen durchlaufender Parallelfachwerkträger mit abgeschrägten Enden. Stützweiten 177 + 103,25 m. Systemhöhe 18 m. Ausfachung Strebenfachwerk ohne Pfosten. Abstand der Hauptträger der Bahnbrücke 10 m, der Straßenbrücke 10,4 m. Abstand der Querträger 14,75 m. Oberer und unterer Windverband."

Ankauf mit 1000 R.-M.: Entwurf Nr. 37. Kennzahl 3 010 300. Verfasser: B. Seibert G. m. b. H., Eisenhoch- und Brückenbau, Aschaffenburg (Abb. 10).

„In der großen Öffnung vollwandiger Bogenträger mit Zugband von 180,8 m Stützweite. In der kleinen Öffnung ein 51,7 m weit gestützter Blechträger, der auf einer Seite auf einem 25,5 m langen Kragarm des Bogenträgers ruht. Pfeilhöhe des Bogens 23,85 m über Zugband, das rd. 5 m über den Auflagern liegt. Stegblechhöhe des Bogens im Scheitel 3,5 m, an den Kämpfern rd. 6,5 m. Abstand der Hauptträger der Bahnbrücke 10,4 m, der Straßenbrücke 10,3 m. Abstand der Hängestangen und Querträger in der Hauptöffnung 11,3 m, Abstand der Querträger in der Nebenöffnung rd. 5,1 m. Die doppelwandigen Blechträger der Nebenöffnung sind rd. 3,5 m hoch. Oberer Windverband zwischen den Bogenobergurten und Fahrbahnwindverband."

Ankauf mit 500 R.-M.: Entwurf Nr. 5. Kennzahl 131 313. Verfasser: Ludwig Schmidt, Ingenieur, Heidelberg und Otto Ehling (Abb. 11).

„Zwei Überbauten aus Parallelfachwerkträgern mit abgeschrägten Enden. Stützweiten 176,4 + 103,4 m. Auf dem Mittelpfeiler ist der kleine Überbau auf dem Überbau der großen Öffnung gelenkig gelagert. Die Obergurte sind über dem Pfeiler mit einem Blindstab verbunden. Ausfachung Strebenfachwerk mit Hilfspfosten, die nur von den Knotenpunkten des Obergurtes ausgehen. Systemhöhe 15 m. Abstand der Hauptträger der Bahnbrücke 9,5 m, der Straßenbrücke 9,8 m. Entfernung der Querträger 7,35 m. Oberer und unterer Windverband. Baustoff St Si."

(Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Ermittlung der Schwemmstofführung in natürlichen Gewässern.

Referat für Erforschung der Geschiebebewegung bei der Bayerischen Landesstelle für Gewässerkunde.

(Schluß aus Heft 35.)

Der Wechsel der Schwemmstoffdichte und die Häufigkeit der Messungen.

Während die Wassermenge innerhalb gewisser Grenzen unmittelbar mit dem Pegelstand in Beziehung gebracht werden darf, ist dies bei der Schwemmstofführung leider nicht der Fall, wie auch Dr. Krapf[7]) bei seinen Messungen am Rhein gefunden hat. Die Schwemmstoffdichte nimmt zwar augenscheinlich bei steigendem Wasser zu, aber zwischen Schwemmstoffgehalt und Pegelstand besteht kein solch enger Zusammenhang, daß er allgemein durch Formeln oder Kurven festgelegt werden könnte wie für die Wasserführung.

In Abb. 9a, b u. c sind für einige Hochwasseranschwellungen die gemessenen Schwemmstoffdichten, diesmal in % der Wassermenge, in Abhängigkeit von den zugehörigen Pegelständen aufgezeichnet[8]). Es ergaben sich Kurven von sichelförmiger Gestalt, die erkennen lassen, daß bei steigendem Wasserstand der Schwemmstoffgehalt wohl im allgemeinen zunimmt. Aus Abb. 9c ist besonders deutlich zu ersehen, daß bei steigendem Wasser der Schwemmstoffgehalt erst langsam und dann von einem gewissen Pegelstand ab schnell bis zum Höchstwert zunimmt, aber beim Fallen des Pegels sofort rasch zurückgeht. Der Höchstwert wird meist vor dem höchsten Pegelstand erreicht. Bleibt der Wasserstand einige Zeit auf seinem höchsten Punkt, so nimmt in den meisten Fällen der Schwemmstoffgehalt trotzdem schon ab, so daß die Kurven dann ein Stück wagerecht zurücklaufen. Der ansteigende Ast des Diagramms liegt stets tiefer als der fallende, zu ein und demselben Pegelstand gehört also beim Anlauf der Welle ein größerer Schwemmstoffgehalt als beim Ablauf, doch gleicht sich dies gegen Ende der Anschwellung meist wieder aus. Die Schwemmstofführung hört häufig bei dem gleichen Pegelstand auf, bei dem sie begonnen hat; es gibt aber auch Fälle, wo die Klärung bei einem niedrigeren Pegelstand eintritt als die Trübung, wo die Ablaufkurve also in ihrem unteren Teil die Anlaufkurve überschneidet (vergl. Abb. 9b).

Sehr häufig folgen zwei, manchmal auch mehr Wellen hintereinander, bevor die Klärung eingetreten ist, so daß sich der ansteigende Ast der neuen Linie unmittelbar an den abnehmenden der ersten ansetzt und die Kurve unten offen bleibt (Abb. 9b). In diesem Falle tritt die große Verschiedenheit der Schwemmstoffdichte auch bei gleichen Pegelständen besonders deutlich hervor; denn die zweite Anschwellung führt im allgemeinen weitaus weniger Schwemmstoffe mit sich als die erste (Hochwasser vom 30. Juni bis 6. Juli 1924), und nur wenn die zweite Anschwellung eine wesentlich größere Höhe erreicht, wird die Schwemmstofführung noch größer; so ist bei der Hochwasserwelle vom 22. Juli bis 4. August 1924 (Abb. 9a) bei der zweiten Welle erst bei + 185 cm Füssener Pegel wieder die gleiche Schwemmstoffdichte aufgetreten wie bei der ersten Welle schon bei + 140 F. P.

Für diese Unregelmäßigkeiten gibt die Überlegung der Ursachen der Schwemmstofführung die Erklärung. Die Trübung des Wassers infolge der Schneeschmelze im Gebirge, die Tag für Tag fast regelmäßige Anschwellungen bringt, ist auch allgemein eine gleichmäßige, die entsprechend dem größeren oder kleineren Schneereichtum des vergangenen Winters in den einzelnen Jahren nur hinsichtlich der Dauer Unterschiede zeigt.

Gewitterregen und Wolkenbrüche dagegen verursachen ein plötzliches Ansteigen des Vorfluters ihres meist örtlich begrenzten Niederschlaggebietes und in Wildbächen eine heftige Geschiebebewegung oder auch Ufer- und Hanganbrüche; im ganzen Fluß tritt dadurch eine stärkere Schwemmstofführung auf, ohne eine besonders große Hochwasseranschwellung. Dabei ist noch die geologische Beschaffenheit des Niederschlaggebietes von großem Einfluß. Ein Gebiet mit leicht verwitterbarem Gestein oder gar mit Schutt- und Moränenhängen wird bei einem Sturzregen wesentlich mehr Schwemmstoffe liefern als ein anderes, in dem fester Fels vorwiegt; dicht bewaldete und begrünte Hänge werden ihren Boden besser gegen Abspülen schützen als wunde, vegetationsarme Halden und Tobelflanken. Ein lang anhaltender, über das ganze Flußgebiet niedergehender Landregen hinwieder bringt wohl große, länger anhaltende Hochwasserstände, aber nur am Anfang eine größere Schwemmstoffdichte, weil anfangs der unter dem Geschiebe der Kiesbänke liegende Abriebschlamm, oder die auf den Vorländern früher abgelagerten Schwemmstoffe oder der Staub und die lockere Erde des Niederschlaggebiets in großer Menge abgespült werden, später aber diese Quellen der Schwemmstofführung nachlassen, wenn nicht Zerstörungen in großem Maße auftreten. Bei dieser Vielfältigkeit der Verhältnisse kann eine allgemein gültige Gesetzmäßigkeit nicht bestehen.

[7]) Wie [2]).

[8]) Entnommen aus einem unveröffentlichten Manuskript von Bauamtmann Laar des Straßen- und Flußbauamts Füssen, der am Lech ausgedehnte Schwemmstoffmessungen durchgeführt hat, von denen später noch berichtet werden soll.

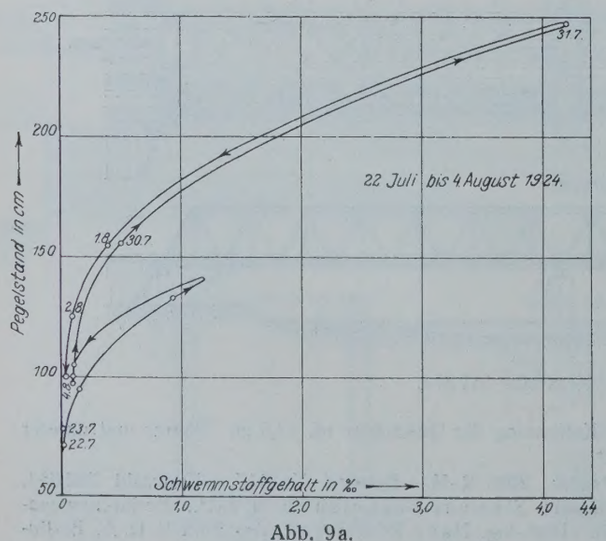


Abb. 9a.

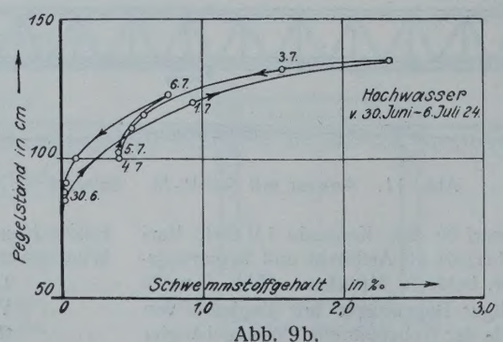


Abb. 9b.

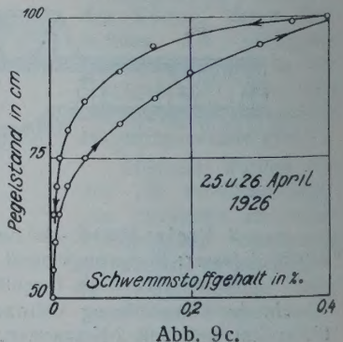
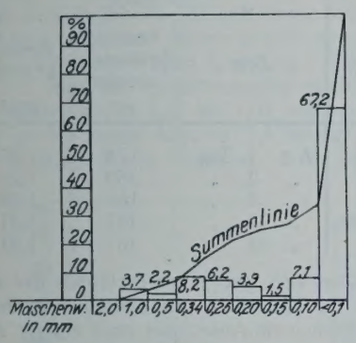


Abb. 9c.

Schwemmstofführung des Lech bei Füssen. Abhängigkeit vom Pegelstande bei einigen Hochwasseranschwellungen.

Wenn man also eine zusammenhängende Kurve für die Schwemmstoffdichte erhalten will, bleibt nichts anderes übrig, als dauernd in gewissen Zeitabständen zu messen. Wie groß diese genommen werden können, hängt von der Schnelligkeit des Ablaufes der Hochwasserwelle bezw. der Schwemmstoffwelle ab. An den Alpenflüssen, an denen die Hochwasserstände nur einige Stunden anhalten, muß man wenigstens alle ein bis zwei Stunden, während des Durchzuges der Spitze auch noch kürzer, eine Messung ausführen, während man an größeren Flüssen mit langsamerem Hochwasserablauf sich mit zwei bis vier Messungen im Tage begnügen kann. Das jeweils Notwendige muß durch Versuche bestimmt werden; im allgemeinen aber darf man sagen, daß die Messungen bei ansteigendem Wasser und während des Höchststandes bedeutend häufiger als bei abfallendem Wasser zu nehmen sind, da erfahrungsgemäß die Schwemmstoffdichtekurve sehr steil ansteigt, steiler als die Hochwasserwelle selbst, und bei fallendem Wasser bereits stark abgenommen hat, und da das Ausfallen einiger Spitzen wegen Fehlens von Messungen einen großen Fehler in der Bestimmung der Gesamtmenge ausmachen kann.



Maschenweite mm	Anteil an der Gesamtmenge %	Summe %
2,00	—	—
1,00	3,7	3,7
0,50	2,2	5,9
0,34	8,2	14,1
0,25	6,2	20,3
0,20	3,9	24,2
0,15	1,5	25,7
0,10	7,1	32,8
< 0,10	67,2	100,0
Summe:	100,0	

Abb. 10a. Schwemmstoffsiebprobe vom Jahre 1926.

Die Untersuchung der Schwemmstoffe.

Die Schwemmstoffe kommen in erster Linie durch Abschwemmung von Verwitterungsprodukten oder früher abgelagerten Schwemmstoffmassen in den Fluß und entstehen ferner fortwährend neu beim Geschiebeabrieb, der Abnutzung der Geschiebe während ihrer Bewegung auf der Flußsohle (Detritusschlamm). Die Schwemmstoffe sind daher fast ausschließlich mineralischen Ursprungs. Bei flußbaulichen Fragen ist vor allem die Art der Fortbewegung und der Ablagerung von Wichtigkeit, die nun aber wohl in erster Linie von der Größe der einzelnen Teilchen und ihrem spezifischen Gewicht abhängt und weniger von der Art des Stoffes selbst. Von einer mineralischen und chemischen Untersuchung der Schwemmstoffe wird daher abgesehen und neben dem Gewicht nur ihre Größenzusammensetzung bestimmt. Hierzu wird ein Siebsatz mit steigender Feinheit der Maschen verwendet, der folgende Maschenweiten enthält:

2,0; 1,0; 0,5; 0,34; 0,25; 0,20; 0,15; 0,10 mm.

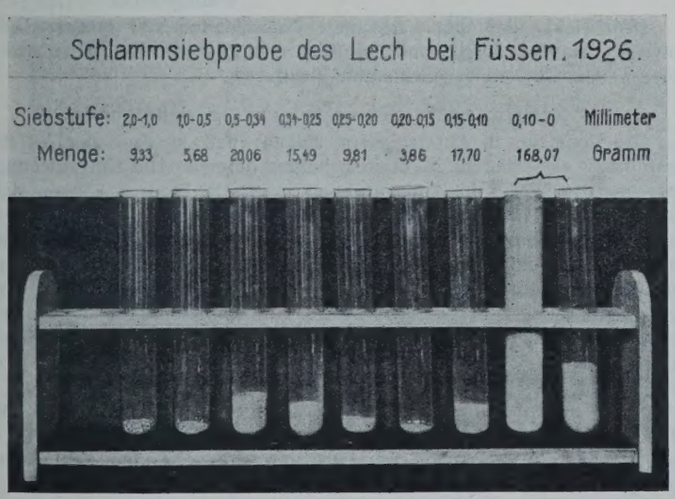


Abb. 10b. Gesiebte Teilmengen des Lech-Schwemmstoffes.

Die Siebe sind aus handelsüblichen Messing- und Kupfergeweben mit Holzrahmen von etwa 30 cm ⌀ hergestellt; das letzte Sieb besteht aus dem feinsten im Handel erhältlichen Drahtsieb von 4000 Maschen auf 1 cm². Beim Sieben wird mit dem Sieb der größten Maschenweite begonnen und der jeweilige Siebrückstand gewogen, bis beim letzten Sieb der Siebdurchgang, der kleiner ist als 0,10 mm, übrigbleibt. Die auf die einzelnen Siebstufen treffenden Teilmengen werden als Prozente der zum Sieben verwendeten Gesamtmenge berechnet und als Schaubild aufgetragen, in das auch die Summenlinie (Mischungslinie) eingezeichnet wird. Abb. 10a ist das Ergebnis der Siebprobe für den im Jahre 1926 aus den Wasserproben gesammelten Schwemmstoff, das noch durch Abb. 10b der gesiebten Teilmengen veranschaulicht sei. Diese Untersuchungen können durch Vergleich mit den Mischungslinien der an Ablagerungsstellen, wie in Staubecken, Seen, Altwasser, gefundenen Schwemmstoffe zur mittelbaren Beantwortung der Frage führen, wieweit die Schwemmstoffe fortgeführt werden und wo sie in der Hauptsache zur Ablagerung kommen.

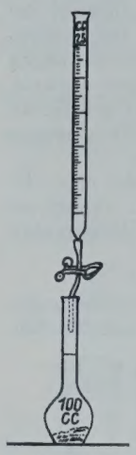


Abb. 11. Meßkölbchen und Pipette zur Bestimmung d. spez. Gewichtes.

Das spezifische Gewicht, das ist das Gewicht der Raumeinheit der festen Gesteinsmasse der Schlammteilchen, wird mittels Meßkölbchen und Pipette bestimmt (Abb. 11). Da die Schwemmstoffe im allgemeinen sehr fein sind, ist es einigermaßen schwierig, das mit der Pipette in das Kölbchen eingemessene Wasser, mit dem ja die Raumdifferenz bis zum Meßstrich bestimmt werden soll, vollkommen mit dem Pulver zu mischen und alle Luft aus diesem herauszubringen, so daß man leicht zu kleine Zahlen für das spezifische Gewicht bekommt und Unterschiede feststellen zu können glaubt, die in Wirklichkeit nicht bestehen. Bei den Messungen für den Lech und die Tiroler Ache ergab sich ein spezifisches Gewicht der Schwemmstoffe von 2,7 bis 2,9. Die folgende Tabelle IV gibt eine gesonderte Untersuchung der gröberen und feineren Teile einer Schwemmstoffprobe der Tiroler Ache wieder.

Tabelle IV. Spezifische Gewichte einzelner Siebstufen von Schwemmstoff der Tiroler Ache.

1 Siebstufe mm	2 Teilmenge g	3 spez. Gew. g/cm³	4 Spalte 2 × 3
> 0,25	17,08	2,51	42,8
0,25—0,10	31,72	2,62	83,0
< 0,10	61,44	2,81	172,5
Summe:	110,24		298,3

Mittleres spez. Gew. $\frac{298,3}{110,24} = 2,71.$

Hier nimmt mit der Feinheit das spezifische Gewicht zu. Das kann seinen Grund darin haben, daß die entfernter liegenden geologischen Gebiete schweres Gestein aufweisen und der von großer Entfernung kommende Abriebschlamm hauptsächlich in der feinsten Teilmenge enthalten ist; der Hauptgrund ist aber wohl der, daß bei der Teilmenge des gröberen Kornes noch mehr organische Bestandteile — Pflanzenfasern — dabei sind, die leichter wiegen. Bei weitaus der größten Zahl der durchgeführten Untersuchungen machen aber die feinsten Teile den Hauptbestandteil aus, sie betragen zwischen 70 und 90%, und das spezifische Gewicht der Gesamtschlammasse ist daher entsprechend hoch.

Das Raumgewicht.

Bei der Frage nach der Beanspruchung von Stauräumen durch die abgelagerten Schwemmstoffe ist die Kenntnis ihres Raumbedarfs, bezogen auf das Gewicht, notwendig. Dieses Raumgewicht ist nun aber durchaus nicht eindeutig, sondern von der Mächtigkeit, dem Alter und der Feinheit der Ablagerung abhängig. Aber auch die Art der Ablagerung, ob diese im mehr oder weniger bewegten Wasser oder im stillen Wasser vor sich gegangen ist, scheint eine Rolle zu spielen, vielleicht wegen der durch die Wasserbewegung verursachten Abschwemmung der allerfeinsten Teilchen. So haben Beobachtungen anläßlich von Tauchversuchen am Kochel- und Walchensee einmal trotz toniger Beschaffenheit festen und ein andermal wieder ganz weichen Untergrund ergeben. Der aus Schwemmstoffen bestehende Seegrund des Kochelsees „an der Renken“ bei der Einmündung des Heckenbaches ist in 40 m Tiefe noch flach geneigt und sehr glitschig, also aus sehr feinem tonigen Material, aber ganz fest und tragfähig; nun fällt bekanntermaßen das Wasser von Seezuflüssen unter den Seespiegel und bringt noch in großen Tiefen eine schwache Bewegung hervor, die wohl Ursache der Festigung der Sohle ist. Dagegen konnte am Walchensee in etwa 180 m Tiefe der Taucher auch nach einem 2 m tiefen Einsinken in ganz weichen Schlamm noch keinen gangfesten Grund finden. Beobachtungen der Schlammdichte können also sehr verschiedene Werte ergeben, und man wird sehen müssen, auf brauchbare Mittelwerte zu kommen. In der Literatur werden verschiedene Werte für die Schlammdichte angegeben. Häufig wird der Schlamm gleich in m³ angegeben, weil er in Absetzgläsern gemessen und nicht gewogen wurde; die Messungen in Absetzgläsern sind aber sehr

ungenau, und die Ergebnisse sind besonders dann nicht vergleichbar, wenn nicht genau die Art und Weise, wie sie gewonnen worden sind, angegeben ist.

Während das spezifische Gewicht das Gewicht der Raumeinheit der feinsten Gesteinsmasse darstellt, ist das Raumgewicht das Gewicht der Raumeinheit des unter Wasser abgesetzten Schlammes. Da eine einheitliche Gewichtsbestimmung der Raumeinheit des nassen Schlammes wegen des wechselnden Wassergehaltes des Schlammes Schwierigkeiten macht, wird im folgenden das Raumgewicht des Naßschlammes auf den Gehalt an Trockenschlamm bezogen, zumal auch die Schwemmstoffmessungen nach dem Gehalt an trockener Masse ausgewertet werden.

Um die verschiedenen Begriffe über Schlammdichte auf eine einheitliche Grundlage zu bringen und vergleichen zu können, wurden mit den Schwemmstoffen der Tiroler Ache und des Lech einige Absitzproben ausgeführt.

a) Absitzproben mit lockerem Schlamm.

Diese Absitzproben wurden in einem bei Abwasseruntersuchungen üblichen Standgefäß vorgenommen. Es ist das „Absetzglas nach Dr.-Ing. Spillner, Modell 2", mit 1 l Inhalt, das nach unten spitz zuläuft und im unteren Teil eine Einteilung nach cm³ trägt (Abb. 12). Dank der Verjüngung ist die Ablesegenauigkeit gerade bei geringen Schlammengen gut und bis auf $^1/_{10}$ cm³ möglich. Bei der Entnahme von Wasserproben wurden solche Gläser gefüllt und nach verschiedenen Zeiten die Absitzmenge abgelesen, nachdem der an der Gefäßwandung angesetzte Schlamm heruntergestreift wurde. Nach Beendigung des Versuches wurde das geklärte Wasser vorsichtig abgegossen, der Schlamm aus dem Glas gespült, filtriert und nach der Trocknung gewogen. Die Ergebnisse sind in Tabelle V wiedergegeben.

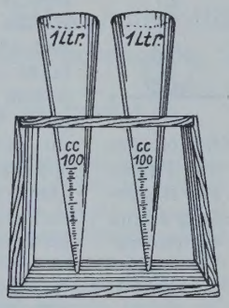


Abb. 12. Absetzgläser nach Dr.-Ing. Spillner.

Tabelle V.
Raumgewicht des lockeren Schlammes in Absetzgläsern.

Dat. 1925	Absetzglas mit je 1000 cm³ Nr.	Nasse Schlammenge D nach 1 Std. cm³	1 Tag cm³	5 Tagen cm³	Abgesetzter Trockenschlamm G g	Raumgew. $r=$ g/cm³	Spezifische Schwemmstoffmenge in der Tiroler Ache am gleichen Tage g/m³
3. Aug.	1	1,2	1,7	1,9	0,97		
	2	1,3	1,8	2,0	1,21		
	3	1,2	1,8	1,9	1,13		
	4	1,2	1,8	2,0	1,14		
	Summe	4,9	7,1	7,8	4,45	0,57	1300
21. Aug.	1	0,6	0,9	1,0	0,37		
	2	0,7	0,9	1,0	0,54		
	3	0,7	0,9	1,1	0,59		
	Summe	2,0	2,7	3,1	1,50	0,49	390
26. Aug.	1	1,5	1,7	2,1	1,07		
	2	1,6	1,8	2,2	1,30		
	3	1,6	1,8	2,2	1,30		
	Summe	4,7	5,3	6,5	3,67	0,56	1200
18. Sept.	1	0,6	0,7	0,7	0,16		
	2	0,5	0,6	0,6	0,12		
	3	0,5	0,6	0,7	0,14		
	Summe	1,6	1,9	2,0	0,42	0,21	225

Die ersten drei Werte für das Raumgewicht stimmen gut überein, der letzte ist zu gering, vielleicht weil hier bei der geringen Menge des Schlammgehaltes Ablese- und Messungsungenauigkeit schwerer ins Gewicht fallen als bei größerer Menge. Im allgemeinen ist eine Abnahme der Schlammdichte mit der abgesetzten gesamten Menge zu erkennen. Eine Probe für die Richtigkeit der Messung ergibt ein Vergleich der unabhängig ermittelten spezifischen Schwemmstoffmenge der Tiroler Ache zur gleichen Zeit der Entnahme der Absitzprobe. Bei den ersten drei Werten entspricht die Menge des abgesessenen Schlammes ziemlich genau den Werten für die spezifischen Schlammengen, beim letzten dagegen nicht, er soll also nicht berücksichtigt werden. Es ergibt sich dann als mittleres Raumgewicht für den lockeren Schlamm: $r_1 = 0{,}54$. Bemerkenswert ist noch, daß bereits am ersten Tage die Hauptmenge des Schlammes sich abgesetzt hat, so daß die Zunahme nach weiteren vier Tagen nicht mehr als 10 bis 20 % beträgt.

b) Absitzproben mit verdichtetem Schlamm.

Beim Zurückgehen von hohen Wasserständen oder beim Ablassen von Staubecken macht man die Beobachtung, daß ältere Schlammbänke begehbar werden. Da dieser Grad der Verdichtung nur langsam überschritten werden dürfte und also wohl einen durchschnittlichen Zustand der Ablagerung darstellt, sollte er auch im Versuchsglase in einem weiteren Versuche nachgemacht werden. Es wurden 181 bezw. 218 g der durch Filtrieren gewonnenen Schwemmstoffe sowohl des Lech wie der Tiroler Ache wieder mit Wasser vermischt und in einem gläsernen Meßzylinder mit cm³-Einteilung absitzen gelassen. Nach genügender Klärung wurde das überschüssige Wasser vorsichtig abgegossen, wobei sich der Schlamm schon so gesetzt hatte, daß er nicht mit ausfloß. Bei weiterem Stehen sammelte sich wieder Wasser auf der Oberfläche, das mit Fließpapier abgesaugt wurde; dies wurde öfter wiederholt und dabei der abgesessene Schlamm gleichzeitig mit einem Holzstäbchen leicht zusammengedrückt. Seine Volumenabnahme und Raumgewichtzunahme veranschaulicht folgende Tabelle VI.

Tabelle VI. Absitzproben im Meßzylinder.

Schwemmstoff der Tiroler Ache 1925 Gewicht des Trockenschlammes = 181 g			Schwemmstoff des Lech 1926 Gewicht des Trockenschlammes = 218 g		
Zeit	Feuchte Schlammmenge cm³	Raumgewicht g/cm³	Zeit	Feuchte Schlammmenge cm³	Raumgewicht g/cm³
Am 1. Tag	195	0,93	Am 1. Tag	174	1,25
„ 23. „	140	1,29	„ 2. „	169	1,28
„ 33. „	137	1,32	„ 3. „	168	1,29
„ 40. „	135	**1,34**	„ 12. „	167	1,31
			„ 64. „	167	**1,31**

Der Schwemmstoff vom Lech hat sich rascher abgesetzt als der von der Tiroler Ache. Doch stimmen die Endzahlen gut überein. Es zeigt sich hier, daß auch bei längerem Stehen im Absetzglas nach einiger Zeit kein weiteres Setzen mehr eintritt und die Masse plastisch bleibt.

Es sei hier bemerkt, daß bei Gelegenheit dieser Probe der Versuch auch in umgekehrter Richtung gemacht worden ist; es wurde auf den verdichteten Schlamm wieder Wasser aufgegossen, um die Aufnahmefähigkeit festzustellen. Trotz längeren Stehenlassens konnte keine Wasseraufnahme festgestellt werden. Auch in der Natur kann beobachtet werden, daß einmal festgelagerter Schlamm ohne mechanische Bewegung sich nicht mehr mit dem Wasser vermengt.

c) Das Raumgewicht des trockenen Schlammes.

Der Vollständigkeit halber sei noch der Raumgehalt des trockenen Schlammes bestimmt, für den es auch wieder je nach dem Grade der Verdichtung verschiedenerlei Werte geben kann. Die Raumbeanspruchung wurde zweimal gemessen, nämlich in lose eingefülltem Zustande und nach kräftigem Einrütteln. Es ergab sich:

Raumbedarf von 181 g Trockenschlamm, lose eingefüllt 192 cm³
Raumgewicht = 0,94 g/cm³,
Raumbedarf von 181 g Trockenschlamm, eingerüttelt 158 cm³
Raumgewicht = 1,15 g/cm³.

Man sieht, daß der verdichtete Naßschlamm viel größere Dichte aufweist, als sie durch ein Einrütteln erzielt wird. Es findet also im Wasser kein Quellen des Schlammes statt.

d) Das Raumgewicht der abgelagerten Schwemmstoffe.

Die Versuche in Absetzgläsern zeigen, daß je nach der Art ihrer Ausführung verschiedene Ergebnisse herauskommen. Die Untersuchungen des Raumgewichtes der Ablagerungen in einem Stausee können daher einwandfrei nur in diesem selbst vorgenommen werden und sind nur bei abgelassenem Stausee möglich, daher selten und unter schwierigen Verhältnissen auszuführen. Bei Untersuchungen der Schlammablagerungen im Nieder-Sonthofener See im Algäu durch Bohrungen hat Reißinger durch Ausstechen einer kleinen Masse aus dem Bohrkern mittels eines kalibrierten Messingröhrchens die Schlammdichte für verschiedene Bohrtiefen bestimmt[9]); er fand für den nassen Schlamm der Oberfläche des Seegrundes 0,35 g/cm³ und dann eine allmähliche Zunahme bis zu 1,5 g/cm³ in 13 m Tiefe, bezogen auf die Trockenmasse. Da aber Bohrungen das Material nicht ganz in seiner ursprünglichen Lagerung zutage bringen, zumal das verwendete Bohrgerät sehr klein war, können diese Zahlen von den wahren Werten noch abweichen.

Nun gestattet ein selten günstiger Umstand, das Raumgewicht sehr genau angeben zu können. Nach Ausführungen des Straßen- und Flußbauamtes Kempten[10]) wurden unterhalb Füssen in dem durch Eintiefung des Flusses trockengelegten Flußbett Ablagerungen des einstigen Füssener Sees gefunden, der nach der Eiszeit bestanden hat. Dieser See war durch eine natürliche Sperre gehalten, die an der Stelle der sogenannten Roßhauptener Enge lag und heute vom Lech durchnagt ist. Der alte

[9]) Nach einem gedruckten Manuskript vom 21. September 1923.
[10]) Eine unveröffentlichte Arbeit von Bauamtmann Laar.

Seeboden war mit Geschiebemassen überdeckt, bis er jetzt infolge der starken Eintiefung des Flusses wieder bloßgelegt wurde. Beim Aufgraben der Flußsohle des bei Niederwasser zur Hälfte trockenen Bettes kam unter einer Kies- und Geröllschicht von ungefähr 15 cm Stärke eine etwas verschlickte Sandschicht, die allmählich in reinen Sand großer Feinheit überging, unter dem in etwa 60 cm Tiefe sich eine Schlickschicht fand, von ähnlicher Beschaffenheit, wie sie bei den Bohrungen am Chiemsee als unterste feinste Schicht der Ablagerungen festgestellt wurde. Das Material war feucht und in senkrechter Böschung standfähig, aber trotz sehr guter Tragfähigkeit wie frischer feuchter Sand oder Ton leicht zu lösen. Aus der anstehenden Masse wurden an der aus Abb. 13a ersichtlichen Stelle mit großer Sorgfalt kleine kubische Aushebungen gemacht, ihre lichten Abmessungen genau gemessen und das Material sowohl naß wie trocken gewogen. Außerdem wurden sie gesiebt und das spezifische Gewicht bestimmt. Die Ergebnisse sind in Tabelle VII enthalten. Merkwürdig ist der hohe Wassergehalt von rd. 40 % trotz der langen Lagerung. Daher kommt auch das verhältnismäßig niedrige Raumgewicht von 1,47 bis 1,63, während das spezifische Gewicht ähnlich wie an der Tiroler Ache rd. 2,8 beträgt. Das Raumgewicht ist wieder auf die trockene Masse bezogen, d. h. daß z. B. 1,612 g der trockenen Probe III im nassen abgelagerten Zustand einen Raum von 1 cm³ einnehmen. Der Wassergehalt der Proben untereinander steht in umgekehrtem Verhältnis zur Feinheit; denn aus den Siebproben (Abb. 13b bis d) ist ersichtlich, daß die Probe III mit dem geringsten Wassergehalt nur feinste Teilchen, die Probe II mit dem größten Wassergehalt den größten Prozentzatz weniger feiner Bestandteile aufweist.

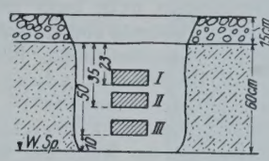


Abb. 13a. Entnahmestellen der Materialproben der diluvialen Seeablagerung unter der Lechsohle bei Füssen.

Tabelle VII.

Probe Nr.	Inhalt cm³	Gewicht naß g	Gewicht trocken g	Wassergehalt g = cm³	Wassergehalt in % von Spalte 2 = Hohlraum	Raumgewicht bezogen auf Trockenschlamm g/cm³	Spez. Gewicht g/cm³
1	2	3	4	5	6	7	8
I	3260	6616	5258	1358	41,7	1,612	2,81
II	2664	5065	3916	1149	43,1	1,470	2,76
III	4168	8434	6778	1656	39,8	1,625	2,85
					Mittel:	1,57	2,80

Das arithmetische Mittel der Zahlen aus Spalte 7 ergibt 1,57. Diese Zahl ist aber nicht maßgebend für die ganze abgelagerte Masse, da Bohrungen im Chiemsee gezeigt haben, daß die weitaus größte Masse des Seebodens nur aus feinsten Teilen nach Art der Probe III besteht. Für eine Seeablagerung wird man also eher mit der Zahl 1,61 bis 1,63 rechnen müssen.

Es fragt sich nun, wieweit die hier gewonnenen Ergebnisse auf die Ablagerungen der heute vom Lech geführten Schwemmstoffe anwendbar sind. Dies ist der Fall, wenn diese von gleicher Beschaffenheit hinsichtlich der Kornzusammensetzung wie der diluviale Seeboden sind. Die in größerer Zahl ausgeführten Siebproben der heutigen Lechschwemmstoffe, von denen eine in Abb. 10 mitgeteilt ist, enthielten im allgemeinen 70 bis 90 % feinste Teilchen, die durch das Sieb mit 0,10 mm durchfielen. Nach Abb. 13 zeigt Probe III der Seeablagerung mit 98,5 % feinsten Teilchen (0,10 mm) zwar eine größere Feinheit als alle Siebproben des Lechschwemmstoffes, dagegen bleibt die Probe II mit nur 40,4 % weiter zurück. Von den Siebstufen größer als 0,2 mm enthält die Seeablagerung im Gegensatz zum Schwemmstoff fast nichts, doch sind auch hier diese Anteile im allgemeinen nicht von Bedeutung. Man wird daher nicht fehlgehen, wenn man die für die Probe I gefundene Zahl abrundet und für den Endzustand der Ablagerung der Lechschwemmstoffe ein

$$\text{Raumgewicht} = 1{,}6\ \text{g/cm}^3$$

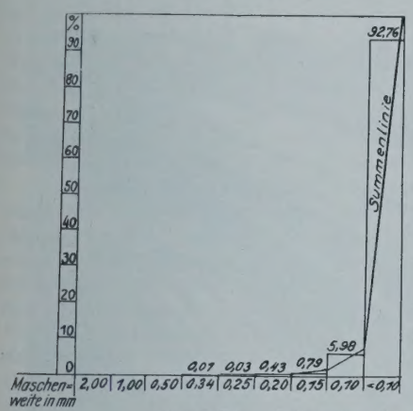
annimmt.

Da sich nach Tab. VI die Schwemmstoffe des Lech und der Tiroler Ache bei dem Versuche im Meßzylinder fast ganz gleich verhalten haben, wird dies wohl auch bei den Schwemmstoffen anderer Alpenflüsse angenommen werden können, und somit wird auch die für die Ablagerung gefundene Raumgewichtszahl 1,6 allgemeinere Gültigkeit haben.

Eigenartig ist, daß der diluviale Schlamm trotz seiner langen Lagerung ein nicht sehr viel größeres Raumgewicht aufweist als der im Glas abgesessene Schwemmstoff, obwohl im letzteren Falle die Lagerung verhältnismäßig locker sein muß. Die Dichte nimmt also mit dem Alter nicht mehr wesentlich zu, wenn Schlamm und Sand sich einmal niedergeschlagen haben, was auch mit den eben mitgeteilten Versuchen im kleinen in den Absetzgläsern übereinstimmt.

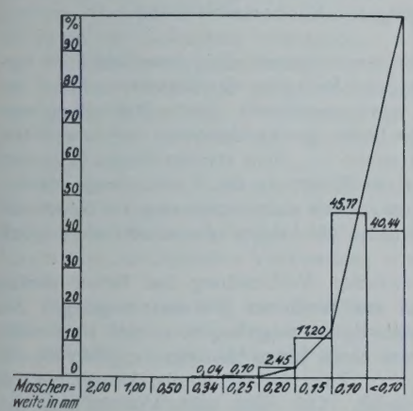
Dr. Krapf hat bei seinen Berechnungen der Schwemmstoffmengen des Rheines die Zahl 1,3 benutzt, aber gleich gesagt, daß sie der Nachprüfung bedürfe; sie stimmt mit der durch die Absitzprobe mit verdichtetem Schwemmstoff gefundenen Zahl gut überein. Die von ihm mitgeteilten Mengen müßten also mit der Zahl $\frac{1{,}3}{1{,}6} = 0{,}81$ multipliziert werden. Collet gibt als Schlammdichte 0,83 an, was mit dem Anfangszustand während des Absitzens übereinstimmt; für die Umrechnung der erhaltenen Schlammgewichte in Raummengen verwendet er aber auch die Zahl 1,5.

Die Erhebung der Schwemmstoffführung natürlicher Gewässer ist nicht ganz so einfach, wie man von vornherein annehmen könnte, wenn man wirklich sichere Ergebnisse haben will. Die Unregelmäßigkeit des ganzen Vorganges und besonders das Fehlen einer Abhängigkeit mit dem so leicht zu beobachtenden Wasserstande machen fortlaufende und sehr häufige Messungen nötig. Die Schwemmstoffführung ist eben ein Naturvorgang, der nicht durch einfache Gesetze erfaßbar ist, sondern der wie die Wasserführung oder der Niederschlag durch dauernde Beobachtungen empirisch ermittelt werden muß. Die Ausführung der Messungen selbst und ihre Auswertung ist aber bei einigermaßen geschultem Personal nicht schwierig, und es wäre sehr zu begrüßen, wenn der Erscheinung der Schwemmstoffführung, die eine wissenswerte Eigenheit jedes Flusses ist, mehr als bisher das Augenmerk zugewandt würde, zudem ihr auch für manche Fragen des Flußbaues eine wichtige praktische Bedeutung zukommt. In Bayern war jetzt nur an zwei Flüssen, am Lech und an der Tiroler Ache, eine lückenlose Schwemmstoffmessung über mehrere Jahre möglich.



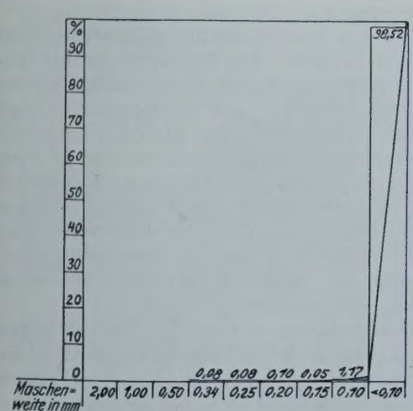
Maschenweite mm	Anteil an der Gesamtmenge %	Summe %
2,00		
1,00		
0,50		
0,34	0,01	0,01
0,25	0,03	0,04
0,20	0,43	0,47
0,15	0,79	1,26
0,10	5,98	7,24
<0,10	92,76	100,00
Summe:	100,00	

Abb. 13b. Siebprobe der Materialprobe I.



Maschenweite mm	Anteil an der Gesamtmenge %	Summe %
2,00		
1,00		
0,50		
0,34	0,04	0,04
0,25	0,10	0,14
0,20	2,45	2,59
0,15	11,20	13,79
0,10	45,77	59,56
<0,10	40,44	100,00
Summe:	100,00	

Abb. 13c. Siebprobe der Materialprobe II.



Maschenweite mm	Anteil an der Gesamtmenge %	Summe %
2,00		
1,00		
0,50		
0,34	0,08	0,08
0,25	0,08	0,16
0,20	0,10	0,26
0,15	0,05	0,31
0,10	1,17	1,48
<0,10	98,52	100,00
Summe:	100,00	

Abb. 13d. Siebprobe der Materialprobe III.

Die Unterführung der Reichsbahn Magdeburg—Stendal unter dem Mittellandkanal.

Alle Rechte vorbehalten.

Von den Regierungsbauräten Dr.-Ing. **Schinkel**, Magdeburg, und **Prött**, Elbeu.

(Schluß aus Heft 34.)

Widerlager. Die von dem Unternehmer angewandte Arbeitsweise verdient näher beschrieben zu werden. Auf einem hölzernen turmartigen Gerüst, das an der Ostseite der Baugrube fahrbar angeordnet war, standen in etwa 9,8 m Höhe über dem Gelände 2 Beton-Mischmaschinen, die je mit 600 l beschickt wurden (Abb. 15). Zu ihnen gelangte das Mischgut durch Schrägaufzüge. Die Mischer entleerten in einen Silo, aus dem der Beton durch Öffnen einer Klappe in den schwach geneigten Aufgabetrichter eines Förderbandes gelangte. Der sich drehende Trichter sorgte dafür, daß der Beton nicht stoßweise auf das Förderband gelangte und sich nicht entmischte. Am anderen Ende des 12 m langen Förderbandes hing ein Trichter mit Fallrohr, der dreh- und schwenkbar war, so daß eine große Fläche mit ihm beschickt werden konnte. Die Länge dieses einen Förderbandes reichte aus, den gesamten Beton des östlichen Widerlagers und der beiden östlichen Flügel einzubringen. Zum Betonieren des westlichen Widerlagers wurde zwischen den beiden Widerlagerkörpern ein fahrbares Gerüst mit einem zweiten Förderband aufgestellt (Abb. 19), das vom ersten beschickt wurde.

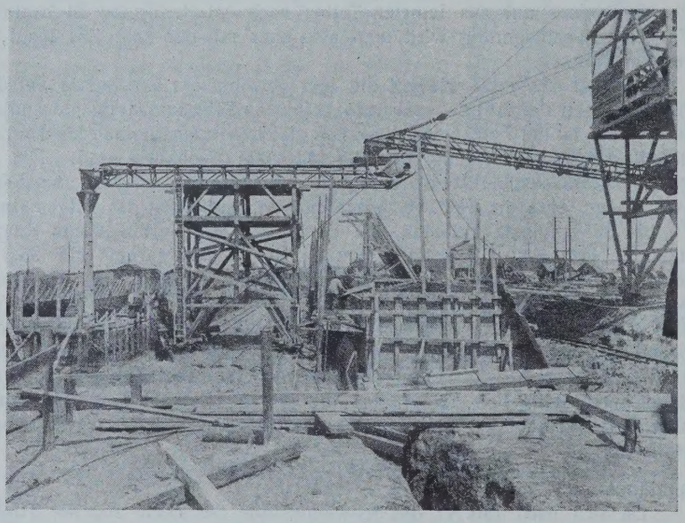


Abb. 19. Förderband-Anlage der Betonfabrik.

Diese Anlage hat sich im ganzen bewährt, doch zeigten sich noch folgende leicht zu behebende Mängel:

1. Das fahrbare hölzerne Turmgerüst war sehr schwer und ließ sich durch die beiden an den Enden der Laufbahn aufgestellten Bockwinden nur sehr schwer verschieben, wodurch viel Zeit verlorenging. Durch Ausführung des Turmgerüstes in Eisen läßt sich das Gewicht erheblich vermindern und voraussichtlich das Gerüst auch so handlich gestalten, daß es durch ein eingebautes elektrisch angetriebenes Spill zu verschieben ist.

2. Das am Turmgerüst befestigte Förderband war in der waagerechten Ebene nicht beweglich. Das hatte den Nachteil, daß von einer Stellung des Turmes nur ein beschränkter Raum bestrichen werden konnte und ein häufiges Bewegen des Turmes notwendig war.

3. Bei langem, schräg gestelltem Fallrohr trat bei geringem Wasserzusatz leicht ein Entmischen des Betons ein, weil die groben Bestandteile voreilten. Bei größerem Wasserzusatz wurde diese Erscheinung nicht beobachtet.

Es kam bei diesem Bauwerk in reinem Beton ohne Eiseneinlagen darauf an, den Wasserzusatz soweit zu beschränken, wie es im Interesse der Erzielung eines dichten Betons geboten war. Für Stampfbeton ist die Anlage in dieser Form nicht zu empfehlen. Werden aber die unter 1. und 2. angegebenen Änderungen ausgeführt, so ist anzunehmen, daß dieser Mangel fortfällt, da es dann nicht mehr nötig ist, das Fallrohr schräg zu stellen. Bei senkrechter Stellung tritt nämlich, selbst bei großer Fallhöhe, ein Entmischen nicht ein. Das dann häufiger erforderliche Verschieben des Turmgerüstes fällt bei Einbau eines elektrischen Spills nicht mehr ins Gewicht.

Der Unternehmer hat auch auf andere Art versucht, die Mängel zu beheben. Es ist ihm dabei gelungen, das Entmischen von Beton mit geringem Wasserzusatz dadurch zu verhindern, daß er in dem Fallrohr schraubenartig Blechstreifen anbrachte, die das Voreilen der größeren Teile verhinderten.

Trotz dieser Mängel war die Leistung der Anlage recht gut. Bei den großen Massen des unteren Teiles bis NN + 42,5 m des westlichen Widerlagers, bei dem also auch das zweite Förderband benutzt wurde, benötigte die Herstellung von 1920 m³ fertigem Beton 110 Arbeitstunden. Dazu waren 4000 Mischungen erforderlich. Es wurden also durchschnitlich von jedem Mischer 18 Mischungen oder 10,8 m³ lose Masse oder 8,65 m³ fertigen Beton stündlich verarbeitet bei einer reinen Mischzeit von 2 min. Die Umdrehungszahl der Mischer betrug dabei 18 in 1 min.

Diese Leistung wurde allerdings bei den über NN + 42,5 m liegenden Betonmassen nicht mehr erreicht, da die Schalungsarbeiten viel Zeit in Anspruch nahmen und außerdem an den Innenseiten die Klinkerverblendung gemauert werden mußte, bevor betoniert werden konnte.

Klinkerverblendung. Die Klinkerverblendung wurde so ausgeführt, daß je 5 Schichten von $1^1/_2$ Stein starkem mit 5 Schichten von 1 Stein starkem Mauerwerk abwechselten (Abb. 20). Je 10 Schichten waren 75 cm hoch. Bei der Wahl der Schichten für jeden Absatz war maßgebend, daß eine genügende Verzahnung zwischen Verblendung und Beton erzielt wurde, daß je zwei Absätze kräftig genug waren, dem Druck des hinter ihnen eingebrachten Betons ohne Absteifung zu widerstehen, und daß die Anzahl der entstehenden Arbeitsfugen nicht zu groß wurde. Da wegen

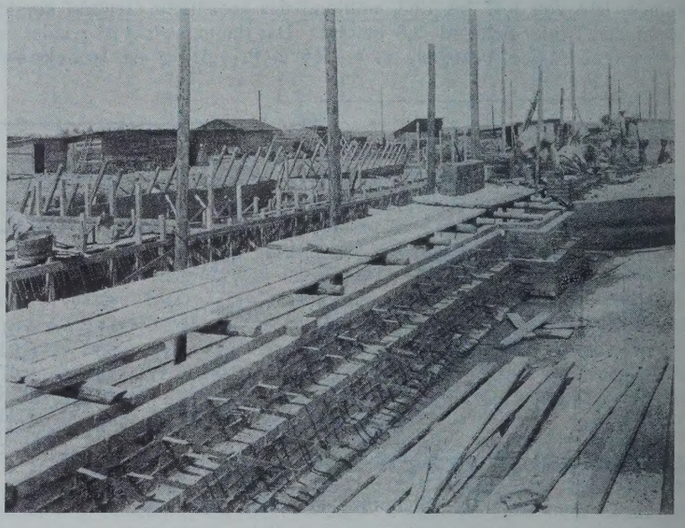


Abb. 20. Ausführung der Klinkerverblendung.

des Verbandes in jedem Absatz eine ungerade Zahl von Schichten vorhanden sein mußte, hätte sich eine Änderung der Schichtenzahl in der Höhe der Absätze gleich sehr stark ausgewirkt. Nach Herstellung von je 10 Schichten wurde der Beton hinter der Verblendung eingebracht und dann weiter gemauert. Da mit einem $1^1/_2$ Stein starken Absatz begonnen wurde, war ein sattes Anliegen des Betons an die Verblendung gewährleistet. Die Oberfläche des Betons erhielt dabei etwa eine zur Mittelkraft senkrechte Neigung. Dadurch wurden die Arbeitsfugen soweit wie möglich unschädlich gemacht.

Zur Sicherung der Fuge zwischen Verblendung und Beton wurden auf 1 m² Verblendung 12 Anker aus Bandeisen 320 mm eingelegt. Sie waren 50 cm lang und an beiden Enden umgebogen, so daß sie sowohl im Mauerwerk als auch im Beton einen festen Halt fanden (Abb. 20). In den Beton griffen sie 38 cm ein. Zum Mörtel wurde Alcazement im Mischungsverhältnis 1 : 3 verwendet. Das hatte den Vorteil, daß der Baufortschritt erheblich beschleunigt werden konnte und daß die Arbeitsfugen nicht älter als zwei Tage wurden.

Für die Verblendung wurde ein aus Schieferton hergestellter sehr harter Klinker im Normalformat verwendet. Mit Rücksicht auf den Angriff durch die in den Lokomotivgasen enthaltenen Säuren mußte bei der Auswahl der Klinker darauf gesehen werden, daß sie nur ganz geringe Mengen säurelöslicher Bestandteile besaßen. Auch war ein Klinker mit einer möglichst geringen Wasseraufnahmefähigkeit auszuwählen, da sonst durch die sich an den Wänden niederschlagenden Schwaden der Lokomotivgase die Säuren in den Stein eindringen. Der gewählte Klinker entsprach diesen Anforderungen. Sein Gehalt an säurelöslichen Stoffen betrug nach vorgenommenen Untersuchungen nur 0,3% und die Wasseraufnahmefähigkeit 2%. Die Druckfestigkeit war im Mittel 620 kg/cm². Er wurde von der Schütte A.-G. in Minden i/W. geliefert.

Flügel. Zugleich mit den Widerlagern wurden die Flügel bis etwa in Geländehöhe betoniert. Dann wurde ihre Herstellung unterbrochen, bis die Widerlager fertiggestellt waren. Die aufgehenden Flügelmauern wurden je in einem Arbeitsgange von NN + 43,8 m bis zur vollen Höhe, die an der höchsten Stelle auf NN + 51,1 m liegt, betoniert (Abb. 21).

Es sollte hierdurch eine gleichmäßige Ansicht der Flügel ohne unschöne Arbeitsfugen erreicht werden, um eine Bearbeitung durch Stocken oder ähnliches zu ersparen. Der Zweck wurde erreicht, indem für alle Ansichtflächen gehobelte und gespundete Schalung verwendet wurde, die mit einem Gemisch von Petroleum und Leinölfirnis im Verhältnis 1 : 2 gestrichen war. Die Einschalung mußte allerdings bei der großen Höhe sehr sorgfältig hergestellt und beobachtet werden. Sie wurde nach Noak[1]) berechnet und erhielt durch ausgiebige Versteifung noch eine zusätzliche Sicherheit. Die Herstellung ging an allen vier Flügeln ohne Schwierigkeiten vonstatten.

Die als Fugendichtung zwischen Flügel und Widerlager einzubringenden 3 mm starken, 20 cm breiten Bleibohlen mit Bitumenauflage wurden in Längen von 1 m angeliefert und beim Einbau verlötet. Zu diesem Zwecke ragte an beiden Enden das Blei aus dem Bitumen heraus. Nach dem Verlöten der Bleibohlen wurden passend gelieferte Bitumenstücke mit der Lötlampe angewärmt und in die Lücken eingedrückt. Da die Bitumenauflage bei tiefen Wärmegraden nicht spröde werden soll, mußte ein ziemlich tiefer Schmelzpunkt (60 °) gewählt werden. Deshalb war es notwendig, die Bohlen, soweit sie noch nicht einbetoniert waren, bei dem sehr heißen Wetter gegen Sonnenbestrahlung zu schützen, was durch hölzerne Kasten geschah. Die Bohlen wurden so eingebaut, daß die Schalung einen 3 cm breiten Schlitz erhielt, in den die Bohle bis zur Hälfte hineingesteckt wurde; an der Außenseite der Schalung wurde die Bohle durch Kanthölzer, die durch Bauklammern miteinander verbunden waren, gehalten.

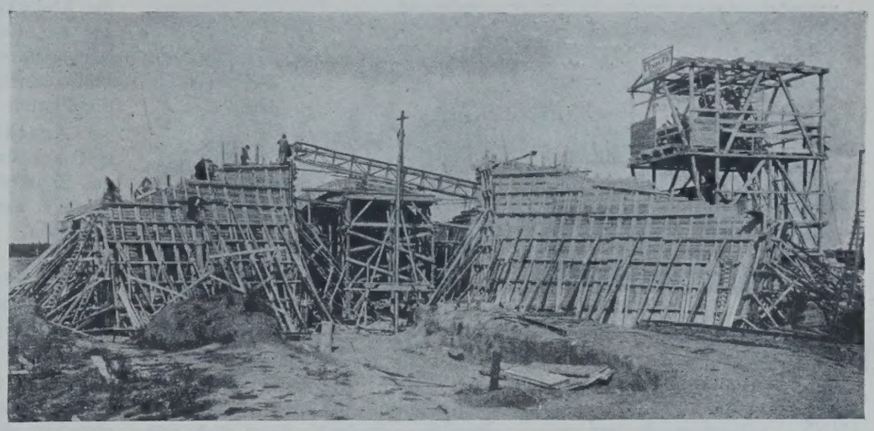


Abb. 21. Betonieren der Flügelmauern.

Gewölbe. Nachdem $^3/_4$ der Widerlager fertiggestellt waren und die nötige Festigkeit hatten, wurde mit der Herstellung der Gewölbe begonnen. Um ein sicheres, unnachgiebiges Auflager für die Lehrgerüste zu erhalten, wurden die Eisenbetonwangen der Kanäle im Innern des Bauwerks nicht sogleich mit den Widerlagern aufgeführt. Auf die entstehenden wagerechten Absätze setzten sich die Stiele des Lehrgerüstes (Abb. 22) auf. Die unteren, als Sprengwerk ausgebildeten Teile hatten einen Abstand von 2,25 m, während die oberen aus 10 cm starken Bohlen hergestellten eigentlichen Bogen in 0,75 m Entfernung voneinander standen. Zum Ausrüsten waren unter jedem Bogen Keilpaare aus Eichenholz vorgesehen.

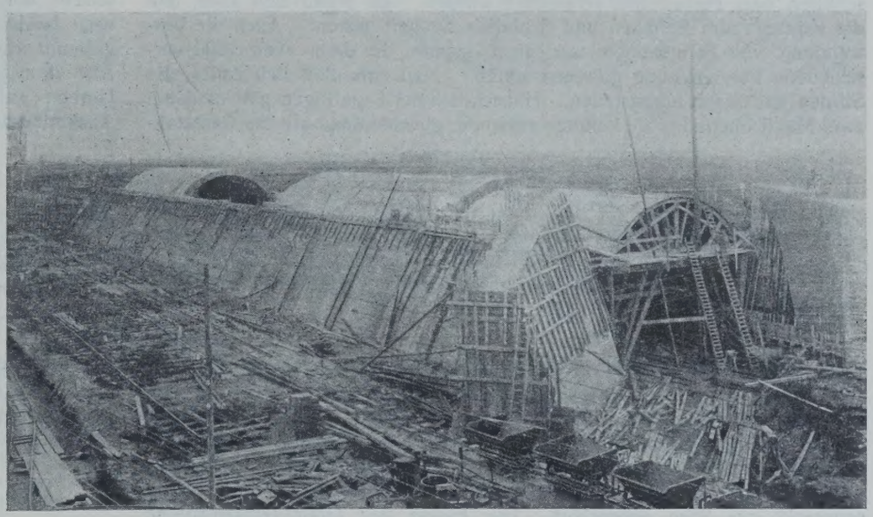


Abb. 23. Ausführung der Gewölbe.

Nach überschläglicher Berechnung konnte mit einem Zusammendrücken im Scheitel von etwa 3 cm gerechnet werden. Aus Sicherheitsgründen wurde den Bogen eine Überhöhung von 4 cm gegeben. Bei der Bauausführung hat sich aber gezeigt, daß eine Überhöhung von etwa 2 cm genügt haben würde.

Es waren drei Rüstungen für je 12,5 m Bauwerklänge entsprechend der Fugenteilung vorhanden; sie wurden also mehrmals verwendet (Abb. 23). Beim ersten Gebrauch ergab sich eine Senkung im Scheitel von etwa 1,5 cm, bei wiederholter Verwendung wurde nur 0,5 cm Senkung festgestellt.

Bei der Herstellung des Gewölbes wurde zunächst an den beiden Kämpfern beginnend so weit aufgemauert, daß der Schwerpunkt der Gewölbekörper etwa senkrecht über der Kämpferlinie lag. Die Lehrgerüstbogen wurden dadurch noch nicht belastet, erhielten aber einen Widerstand gegen Herausdrücken, wenn beim Fortschreiten der Gewölbemauerung der Lehrbogen Last bekam. Dann wurden die Scheitel durch Aufbringen von Klinkern belastet und das Gewölbe von den neu geschaffenen Kämpfern aus gleichmäßig vorgetrieben, indem hier eine Gelenkfuge gebildet wurde. Zu dem Zweck wurde an den neuen Kämpferstücken mit $^1/_2$ Stein starkem Mauerwerk angesetzt und durch Abtreppen die volle Gewölbestärke hergestellt (Abb. 24). Durch die so entstandenen, gelenkartig wirkenden Aussparungen wurden die durch das Setzen des Gerüstes sonst in der Kämpfergegend eintretenden Risse vermieden. Nachdem das Gewölbe geschlossen war, wurden auch diese gelenkartigen Aussparungen ausgemauert. Durch diese Vorsichtsmaßregel der Anordnung von vorübergehenden Gelenkfugen ist es erreicht, daß alle Gewölbe ohne jeden Riß gemauert und abgesenkt werden konnten.

Das Mauerwerk des Gewölbes besteht an der unteren Ansichtfläche aus den gleichen Klinkern, aus denen die Verblendung der Widerlager hergestellt ist. Als Hintermauerungssteine wurden Hartbrandsteine mit einer mittleren Druckfestigkeit von 455 kg/cm² verwendet. Der Mörtel wurde aus Portlandzement im Mischungsverhältnis 1 : 3 mit einem Zusatz von 0,2 Raumteilen Traß als Schutz gegen Angriffe der Lokomotivgase hergestellt.

[1]) Schweiz. Bauztg. 1923, Nr. 9, Bd. 52, S. 109.

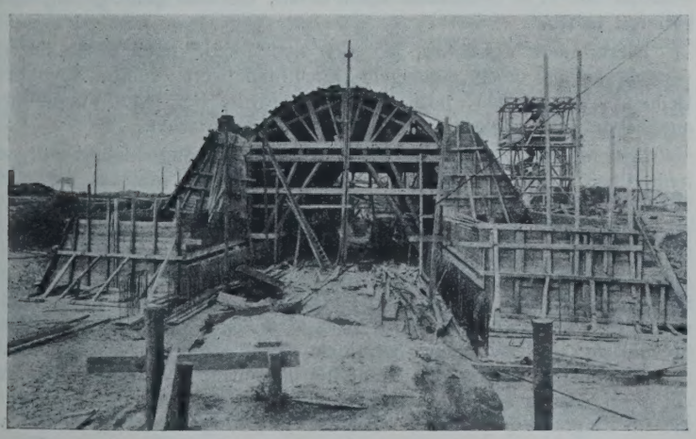


Abb. 22. Lehrgerüst für das Gewölbe.

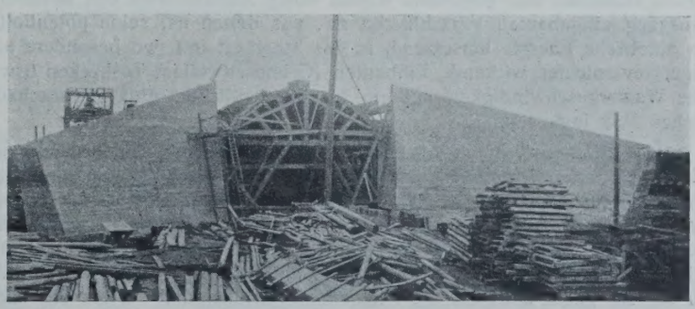


Abb. 24. Ausgeschalte Flügelmauern und Gewölbemauerung.

Abb. 25. Ansicht des fertigen Bauwerks.

Die Ausbildung der Endstücke der Gewölbe machte einige Schwierigkeiten, da die Stirnen unter einem Winkel von 76° 26' zur Bauwerksachse geneigt waren. Es war zunächst beabsichtigt, die Stirnen auch aus Klinkern herzustellen. Mit einem ordnungsmäßigen Verband ließ sich das aber nur machen, wenn die Steine in der Stirn behauen und geschliffen oder Formsteine verwendet wurden. Es ergab sich aber, daß die Klinker zum Behauen und Schleifen zu hart waren. Auch die Verwendung von Formsteinen war nicht ratsam, da dann etwa 1600 verschiedene Formen nötig gewesen wären. Man entschloß sich daher, die Stirnen aus Granit herzustellen. Hinsichtlich der Lagerfugen gab es dabei zwei Möglichkeiten. Sie konnten entweder gleichlaufend mit der Bauwerkachse oder senkrecht zur Stirn angeordnet werden. Das erstere hätte den Vorteil gehabt, daß die Steine und die Verbindung mit dem Klinkergewölbe leichter herzustellen gewesen wären. Auf Wunsch der Reichsbahn wurden aber wegen der besseren Druckübertragung die Fugen senkrecht zur Stirn ausgeführt. Die Fugen der Granitverblendsteine standen also in einem Winkel zu den Fugen des übrigen Gewölbes. Dadurch mußte die Krümmung der unteren Ansichtfläche der Granitsteine gleichlaufend mit der Bauwerkachse und nicht mit der Steinachse hergestellt werden. Außerdem mußten die Lagerfugen in ihrem hinteren Teil gebrochen werden um Anschluß an den Verband des Gewölbes zu bekommen. Das Gewicht des größten Steines betrug 0,86 t.

Zur festeren Verbindung der Granitverkleidung mit dem Gewölbemauerwerk wurden in jeder Fuge Bandeisenanker, die mit Abbiegungen in Vertiefungen der Granitsteine eingriffen, eingelegt. Sie reichten bis 3 m in das Mauerwerk hinein.

Um eine einheitliche Wirkung der Portale zu erzielen, wurden auch die Stirnmauern mit Granitsteinen verkleidet und die Flügel damit abgedeckt (Abb. 25). Zur sicheren Lagerung auf den Flügeln wurden in die Abdeckplatten Rundeisen einbetoniert. Diese faßten in Schlitze, die auf der Oberkante der Flügel entlang liefen und häufig schwalbenschwanzförmige Ausbuchtungen besaßen. Die Schlitze wurden nach jeder Plattenverlegung ausgegossen. Auf diese Weise wurde verhindert, daß die Platten auf den Flügeln abrutschen können.

Anschließende Arbeiten. Wegen der vorgeschrittenen Jahreszeit war es nicht mehr möglich, die Bleiisolierung herzustellen. Um das Bauwerk aber nicht ganz ungeschützt den Witterungseinflüssen des Winters auszusetzen, wurde es mit einem einmaligen Inertolanstrich versehen. Die Dichtungsfugen wurden mit 20 cm breiten Jutestreifen beklebt.

Sobald das Wetter es zuläßt, soll die Wiederherstellung des Eisenbahnplanums vorgenommen werden, so daß im Frühjahr 1929 der Verkehr auf der alten Strecke wieder aufgenommen werden kann.

Außerhalb des Bauwerks erhält das neue Planum, soweit wegen der Tieferlegung der Strecke das alte Planum abgegraben werden muß und dadurch die Strecke ein beiderseitiges Gefälle zum Bauwerk hin erhält, eine von der bisher üblichen Art bei zweigleisigen Strecken abweichende Ausbildung (Abb. 26). Auf das Planum kommt zunächst eine Schlackenschicht, die unter den Gleisachsen 20 cm stark ist und von hier aus 1 : 25 nach beiden Seiten fällt. Damit Steinschlag und Schlacke voneinander getrennt werden, wird die Schlackenschicht noch mit 5 cm Sand abgedeckt. Alle 45 m ist eine 1 m breite Schlackenrigole vorgesehen, die nach den Gräben entwässert. Diese erhalten unter der Sohle eine 0,3 m tiefe Auskofferung, die mit Schlacke ausgefüllt wird. Durch diese Maßnahmen wird verhindert, daß das Planum aufgeweicht wird, was bei dem teilweise tonigen Boden des Planums mit Rücksicht auf die Gleisunterhaltung zweckmäßig ist.

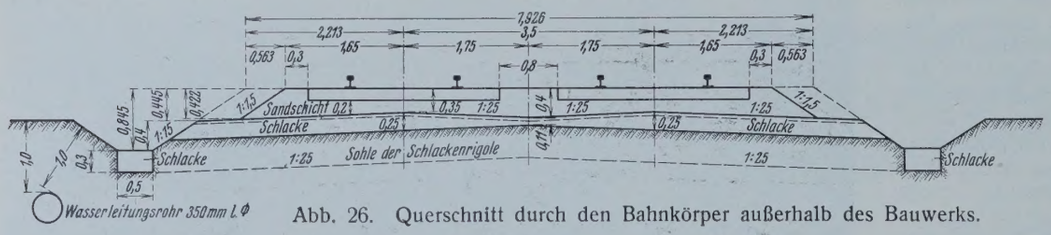


Abb. 26. Querschnitt durch den Bahnkörper außerhalb des Bauwerks.

Die Arbeiten wurden von der Firma E. Grupe K.-G., Staßfurt, ausgeführt, die die Herstellung und den Betrieb der Grundwassersenkung an die Firma Gebr. Hamann, Magdeburg, weiter vergeben hatte.

Die der Firma Grupe übertragenen Arbeiten umfaßten

rd. 15 000 m³ Bodenbewegung,
„ 3 500 m² Klinkerflachschicht,
„ 1 600 m² Tonerdezement-Betonschicht,
„ 13 000 m³ Beton der Widerlager und Flügel,
„ 950 m² Verblendung der Widerlager,
„ 800 m³ Gewölbe-Mauerwerk.

Die Gesamtkosten für die Baustoffe und die Ausführung der Arbeiten der Unterführung selbst haben rd. 480 000 R.-M. betragen. Für die vorübergehende Streckenverlegung mußten rd. 65 000 R.-M. aufgewendet werden. Die Kosten für die Rückverlegung der Strecke, für die Abdichtung und Tonummantelung des Bauwerks werden noch etwa 80 000 R.-M. betragen, so daß eine Gesamtsumme von rd. 625 000 R.-M. für die Herstellung der Reichsbahnunterführung aufgewendet werden muß.

Der eingehende Entwurf und die statische Berechnung wurden unter Oberleitung der Elbstrombauverwaltung im Kanalbauamt Magdeburg, Mittellandkanal, aufgestellt, nach dessen Anweisung die Streckenbauleitung Elbeu die örtliche Bauleitung ausübte.

Das Ringschieberventil, ein neuer Hochwasserentlaster und Energievernichter für Grundablässe.

Alle Rechte vorbehalten.

Von **W. Chop**, Regierungs- und Baurat, Breslau.

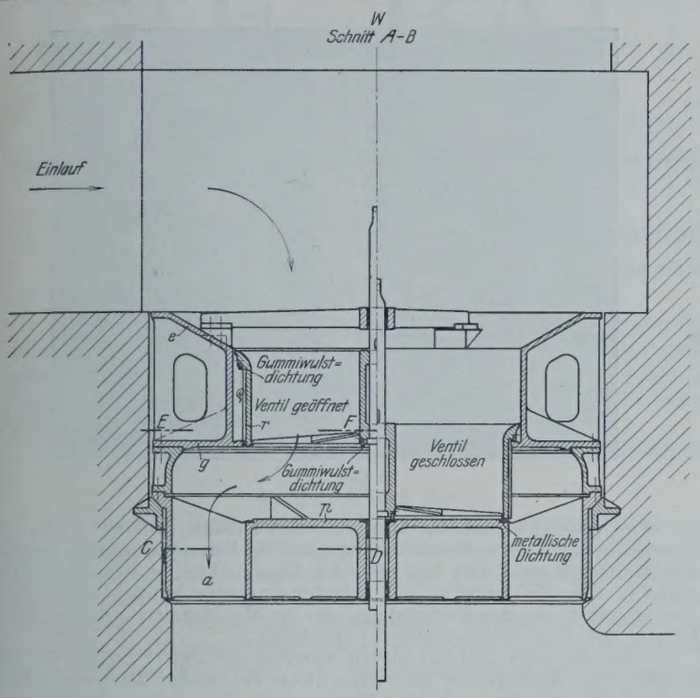
Bei Grundablässen von Talsperren ist zu unterscheiden zwischen Absperrorganen, die den Zwecken der Wasserkraftnutzung dienen, und solchen, die nur zur Entlastung bei Hochwasser bestimmt sind.

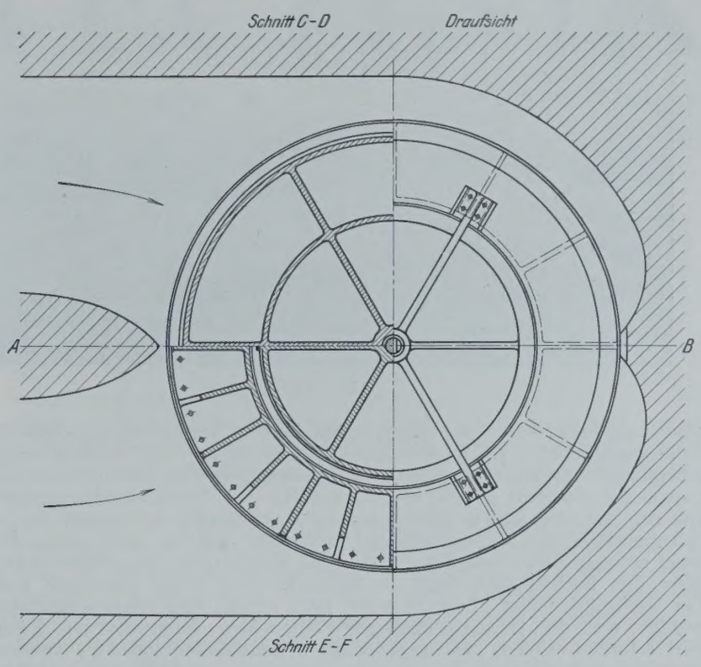
Im ersten Fall fließt das Wasser durch die Verschlüsse Turbinen zur Energieabgabe zu, im anderen Fall führte man bisher das unter Staudruck stehende, also gespannte Wasser durch Abflußstollen den an ihrem Ausgang eingebauten Verschlüssen zu, aus denen es, seine potentielle in kinetische Energie umsetzend, in das Sturzbett trat, wo besondere als Energievernichter wirkende Einbauten (Grundschwellen, Tosbecken usw.) die Wassergeschwindigkeit auf ein für die baulichen Anlagen unschädliches Maß herabsetzten.

Das Bestreben, durch das Grundablaßbauwerk eines Staubeckens zur Erhöhung der Sicherheit des über das Grundablaßbauwerk hinweggeführten Staudammes nur entspanntes Wasser abzuführen, hat die Reichswasserstraßenverwaltung veranlaßt, mit einem Ringschieberventil für senkrechten Durchfluß, das, oberwasserseitig im Grundablaß eingebaut, die Energie des ihm unter Staudruck zuströmenden Wassers vor Eintritt in die das ganze Bauwerk durchziehenden Abflußstollen auf ein unschädliches Maß herabsetzen soll, eingehende Versuche in großem Modellmaßstab mit 12 m Druckhöhe auszuführen, die sehr günstige Ergebnisse geliefert haben.

Dieser neue Verschluß, der sich hydraulisch durch große Energievernichtung bei noch günstigem Durchflußbeiwert, völlige Kavitationsfreiheit sowie ruhigen, luftfreien Wasseraustritt bei jeder Ventilöffnung auszeichnet, soll nachstehend kurz beschrieben werden.

Das im Aufriß und Grundriß abgebildete Ringschieberventil, das hydraulisch genau dieselben Durchflußverhältnisse wie das durch eine hohe Widerstandsziffer ausgezeichnete gewöhnliche Tellerventil besitzt, mechanisch aber als reiner Ringschieber ausgebildet ist, besteht aus dem Gehäuse g mit trichterförmigem Einlauf e oben, ringförmigem Auslauf a unten sowie dem festen Prallteller p in der Mitte. Das Öffnen und Schließen geschieht durch den Ringschieber r, der mit seiner zentral unten im Prallteller und oben in dem festen Armkreuz gut geführten Spindel auf und ab bewegt wird. In geschlossenem Zustande dichtet der Ringschieber gegen den Prallteller mit fester metallischer Dichtung ab, gegen das Gehäuse oben dagegen mit elastischer Gummiwulstdichtung, die im Ringraum ϱ zwischen Gehäuse und Ringschieber geschützt vor dem durch letzteren schießenden Wasserstrom liegt. Die gleiche Gummi-





dichtung unten an der Nabe des Ringschiebers dichtet bei geschlossenem Ventil gegen die ins Unterwasser reichende Führungsspindel ab. Der Antrieb des Ringschiebers *r* geschieht maschinell oben vom Grundablaß aus durch ein festes Gestänge in dem mit dem Staubecken kommunizierenden Wasserschacht *w*. — Auf die noch nicht abgeschlossenen Modellversuche soll später näher eingegangen werden.

Vermischtes.

Technische Hochschule Darmstadt. Die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber ist verliehen worden dem stellv. Direktor der M. A. N. Theodor Becher in Gustavsburg in Anerkennung seiner hervorragenden Verdienste auf dem Gebiete des Wasserbaues, insbesondere hinsichtlich der Entwicklung der eisernen Walzen- und Schützenverschlüsse von Wehren, und Prof. Dipl.-Ing. Georg Rüth in Wiesbaden-Biebrich in Anerkennung seiner hervorragenden Verdienste um die Einführung neuzeitlicher Sicherungsarbeiten an gefährdeten alten Bauwerken.

Hauptversammlung des Deutschen Stahlbau-Verbandes. Der Deutsche Stahlbau-Verband (D. St. V.) Berlin — früher Deutscher Eisenbau-Verband (D. E. V.) — hält in den Tagen vom 3. bis 5. Oktober d. J. in Berlin seine diesjährige Hauptversammlung ab. Diese wird gleichzeitig dazu dienen, das 25jährige Bestehen des Verbandes zu begehen.

Eisenbahnübergänge aus Beton, herausgegeben von dem amerikanischen Portlandzement-Verband.

27,5 % der gesamten Zementerzeugung wird in Nordamerika im Straßenbau verbraucht. Es ist das eine Folge der wirksamen Werbung des Zementverbandes für die Anwendung im Straßenbau. Nach gleichem Muster hat auch der Deutsche Zementbund sich für die Verwendung des Zementes im Straßenbau eingesetzt. Viele seiner Veröffentlichungen bringen Auszüge und Abbildungen aus den sehr anschaulich und wirkungsvoll gehaltenen Schriften des amerikanischen Zementverbandes. Sie sind daher wohl meist bekannt. Aus den neueren Druckschriften sei im folgenden einiges über die Anwendung des Betons zu der Anlage von Eisenbahnübergängen mitgeteilt. Um eine Auspflasterung der Schienen an Wegübergängen zu ermöglichen, müssen die Schwellen tiefer gelegt werden als auf der freien Strecke. Der Höhenunterschied zwischen Schiene und Schwelle muß durch aufgeschraubte Langschwellen oder Futterhölzer, oder durch hohe, gegossene, stuhlähnliche Platten geschaffen werden. Die Spurrille muß durch Streichbalken und Streichschienen gegen die Pflasterung abgegrenzt werden[1]).

Diese Ausführung ist umständlich und kostspielig. An Stelle der Auspflasterung verwendet man jetzt in Nordamerika Betonplatten. Die Zahl der Eisenbahnübergänge ist dort größer als bei uns. Vor allem liegen solche Übergänge auch bei Bahnhöfen. Sie erfordern die Auspflasterung großer Flächen zwischen zahlreichen Gleisen.

Viel einfacher können die Eisenbahnübergänge mit Eisenbetonplatten ausgelegt werden. Die Unzufriedenheit über die Wegkreuzungen in Schienenhöhe ist ebensosehr auf die damit verbundene Gefahr als auf den meist schlechten Zustand der Pflasterung zurückzuführen. Glattere Übergänge werden manche Mißstimmung gegen die Wegkreuzungen beheben. Das läßt sich mit Eisenbeton erreichen, der zudem die Vorteile längerer Lebensdauer und geringerer Unterhaltungskosten bietet, die gerade bei Wegkreuzungen recht hoch sind; auch die Gleisunterhaltung wird vereinfacht.

[1]) Ausführungen s. Foerster, Taschenbuch für Bauingenieure, II. Bd., S. 1286.

Die Platten werden aus Eisenbeton fabrikmäßig hergestellt und auf den Bahnschwellen ohne Unterbettung verlegt. Die Spurrille kann entweder, wie Abb. 1 zeigt, durch eiserne Stühle oder durch Streichbalken frei gehalten werden. Abmessungen der Platten: 16,8 cm hoch (richtet sich nach der Schienenhöhe), 0,38 bis 0,60 m breit und etwa 2,50 m lang. Die Platten sind mit Löchern versehen, in denen Stäbe einbetoniert sind, so

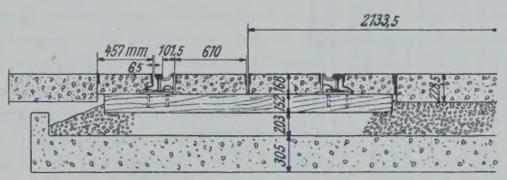


Abb. 1.

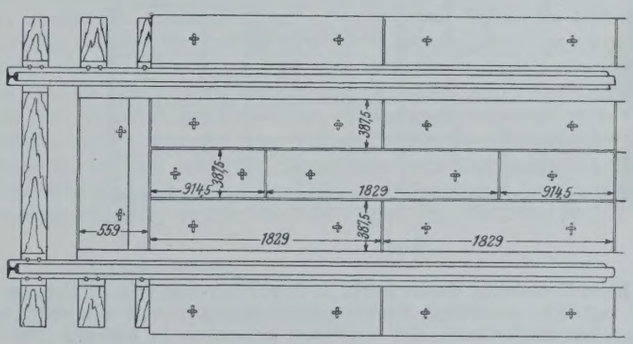


Abb. 2.

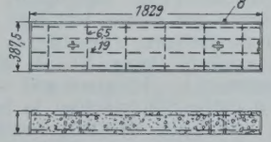


Abb. 3.

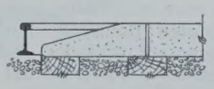


Abb. 4.

daß mit Haken die Platten angehoben und aus dem Gleis getragen werden können. Die Kanten sind mit Flacheisen oder ⊤-Eisen geschützt. Sind die Kanten in der ganzen Höhe bewehrt, kann man die Platten umdrehen, wenn die eine Seite abgenutzt ist. Die Breite bestimmt sich aus dem Gewicht, das so niedrig sein muß, daß man die Platten bequem anheben kann. Die Länge ergibt sich aus dem Schwellenabstand. Die Platten sollen sich über drei und vier Schwellen erstrecken (Grundriß Abb. 2 und 2a). Die Platten erhalten Längs- und Querbewehrung (Abb. 3). Um von den Zügen tief herabhängende Teile glatt über den Eisenbahnüber-

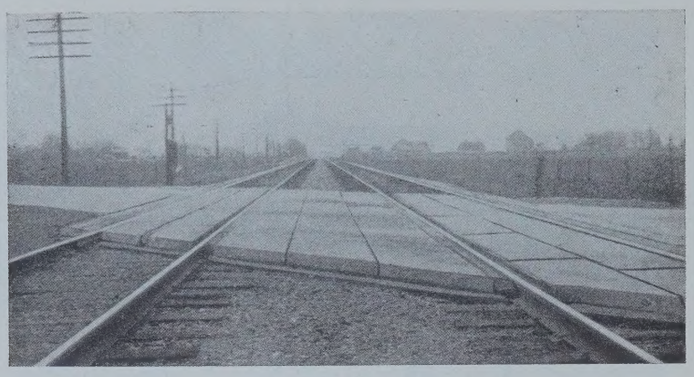


Abb. 2a.

gang zu führen, sollen abgeschrägte Randplatten verlegt werden (Abb. 4). Selbstverständlich können solche Platten auch für schiefwinklige Übergänge verwendet werden. Nur ausnahmsweise soll es sich als notwendig erwiesen haben, die Platten auf den Gleisschwellen zu verankern. Sie sind schwer genug, um nicht verschoben zu werden, zumal Schienenstöße an Wegkreuzungen vermieden werden und daher Erschütterungen nicht auftreten. Nur wenn die Bettung sich zwischen den Schwellen hocharbeitet, liegt die Schwelle nicht mehr genügend fest. Ein Nachstopfen und Einebnen kann aber schnell und billig ausgeführt werden, weil das Herausnehmen der Platten keine Mühe und nur wenig Zeit erfordert. Wenn die abgeschrägten Randplatten befestigt werden, verhindern sie auch das Wandern der Platten in der Richtung der Gleisachse. Die Abmessungen lassen sich leicht normen. Daher lassen sich die Platten auch leicht und billig herstellen, wenn die Schalungsformen erst einmal vorhanden sind.

Beton wird auch zur Sicherung des Schotterbettes bei nachgiebigem Untergrund in Amerika angewendet. In Abb. 1 ist dargestellt, wie die Gründung trogartig zur Aufnahme des Schotters ausgebildet wird. Dieser Unterbau ist sehr teuer. Die Verwendung von Asphaltteppichbelägen hat sich neuerdings bei der Deutschen Reichsbahn als zweckmäßiger und preiswerter erwiesen. Prof. Dr. Neumann.

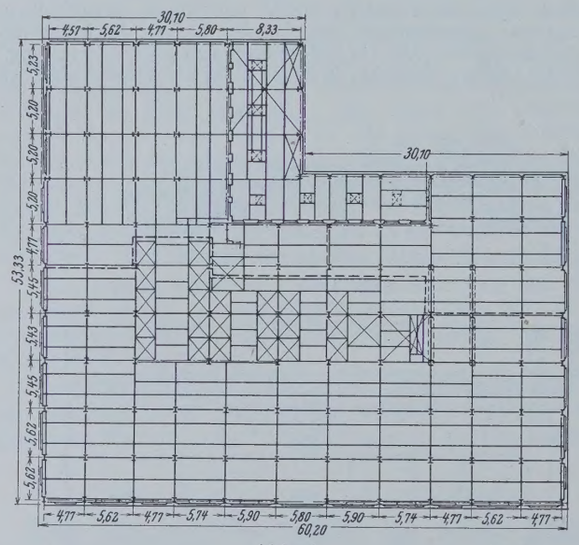


Abb. 1.

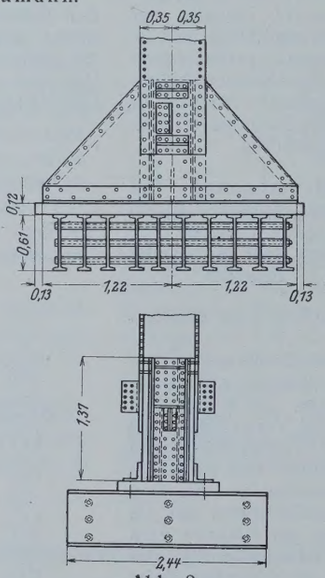


Abb. 3.

Abb. 4.

Eisenbewehrtes Mauerwerk. In Eng. News-Rec. vom 21. Februar 1929 wird auf die vielseitige Verwendungsmöglichkeit von eisenbewehrtem Mauerwerk hingewiesen, das sich nach Versuchen in Amerika und Bauausführungen in Indien für die verschiedenartigsten Bauglieder, wie Rippendecken, Unterzüge, Säulen und Treppen, gut eignen soll. Es wird über eine praktische Anwendung dieser nach statischen Grundsätzen ausgebildeten Bauweise berichtet. (Vergl. Technical Paper, Nr. 38, of the Government of India, Public Works Department.) Hiernach soll eisenbewehrtes Mauerwerk bei Verwendung von gutem Steinmaterial in bezug auf die Verbundwirkung zwischen Stein und Eisen der Betonbauweise im wesentlichen gleichen. Einfache Ausführung, große Widerstandsfähigkeit gegen Einwirkung von Bränden sowie auch gegen Erderschütterungen werden als besondere Vorzüge angeführt.

Die Eisenbewehrung wird in die Fugen des Mauerwerks angeordnet, und zwar werden Längs- und Quereisen mit und ohne Aufbiegungen sowie auch Bügel ebenso wie im Eisenbetonbau verwendet, so daß weit auskragendes Mauerwerk, Balken von T-förmigem Querschnitt und auch Treppen von besonderer Form unter Verwendung von verhältnismäßig einfachen Einschalungen ausführbar sind, da die lotrechten Schalwände fortfallen. — Durch Versuche an der Missouri-Universität ist diese Bauweise eingehend geprüft worden, um die zulässigen Festigkeitswerte bei guter Verbundwirkung zu ermitteln. — Für die Umkleidung von Eisenkonstruktionen soll dieses eisenbewehrte Mauerwerk besonders geeignet sein. Zs.

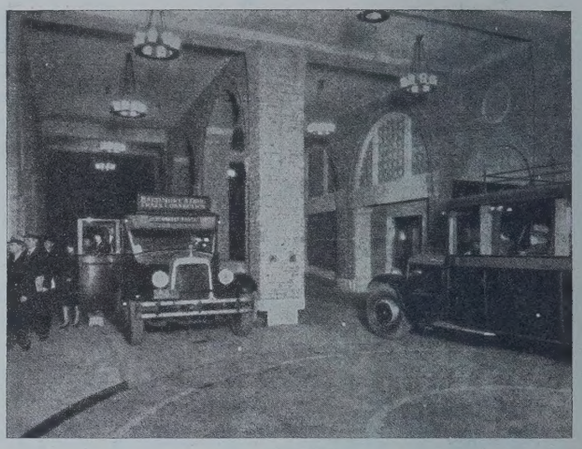


Abb. 2.

Ein neues Turmhaus von 56 Stockwerken in New York. Im Februar d. J. wurde nach einem Bericht in Eng. News-Rec. vom 9. Mai 1929 ein 56 Stockwerke hohes Bauwerk, das Chanin-Haus, in New York fertiggestellt. Die Gesamthöhe über Straßenoberkante beträgt etwa 191 m. Der Grundriß für das Stahlgerippe, das in $3^1/_2$ Monaten errichtet wurde, ist aus Abb. 1 (3. Stockwerkdecke) ersichtlich.

Bemerkenswert sind bei diesem Bauwerk die Unterbringung der Endstation einer Autobuslinie im ersten Stock mit einem Warte- und Fahrkartenraum, ferner im 49. und 50. Stock die Anordnung eines Theaterraumes mit 144 Zuschauerplätzen.

Die einfahrenden Kraftwagen werden für die Ausfahrt auf einer Drehscheibe von 9 m Durchm. gewendet, die eine neuartige Unterkonstruktion von besonders niedriger Bauhöhe besitzt. Abb. 2 zeigt die Endstation für die Kraftwagen. — Die Ausbildung der Stützenfüße für die Stahlpfosten des Bauwerkes ist aus Abb. 3 ersichtlich, während die Ansicht des Turmhauses in Abb. 4 wiedergegeben ist. Zs.

Beseitigung von schienengleichen Straßenkreuzungen im großen. In New York werden, wie Eng. News-Rec. berichtet, Pläne bearbeitet und haben die Genehmigung der Stadtbehörden gefunden, um alle schienengleichen Kreuzungen der New York Central-Eisenbahn mit Straßen zu beseitigen. Die Kosten für diese umfassende Verbesserung der Verkehrsverhältnisse sowohl auf der Straße wie auf der Eisenbahn werden mit 175 Mill. Dollar veranschlagt. Davon soll die Eisenbahngesellschaft 110 Mill. aufbringen, während Stadt und Staat 50 und 15 Mill. zuschießen. Die Eisenbahn wird zum Teil als Hochbahn, zum Teil in einem Tunnel geführt; auf einem Teil der Strecke soll sie überdacht werden und auf dem Dach eine nur dem Kraftwagenverkehr dienende Schnellstraße angelegt werden. Besonderer Wert wird bei dem über Tage liegenden Teilen auf die baukünstlerische Ausgestaltung gelegt. Wkk.

INHALT: Ideenwettbewerb für den Bau einer neuen Rheinbrücke bei Maxau. — Ermittlung der Schwemmstoffführung in natürlichen Gewässern. (Schluß.) — Die Unterführung der Reichsbahn Magdeburg—Stendal unter dem Mittellandkanal. (Schluß.) — Das Ringschieberventil, ein neuer Hochwasserentlaster und Energievernichter für Grundablässe. — Vermischtes: Technische Hochschule Darmstadt. — Hauptversammlung des Deutschen Stahlbau-Verbandes. — Eisenbahnübergänge aus Beton. — Eisenbewehrtes Mauerwerk. — Neues Turmhaus von 56 Stockwerken in New York. — Beseitigung von schienengleichen Straßenkreuzungen im großen.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

7. Jahrgang | BERLIN, 6. September 1929 | Heft 39

Alle Rechte vorbehalten.

Die Korrektion geschiebeführender Flüsse in Bayern.

Von Oberregierungsbaurat **Ertl**, Weilheim Obb.

I. Begriffsbestimmung.

Korrektion im Sinne dieser Abhandlung sei die wirtschaftliche Herstellung zweckmäßiger und dauerhafter Ufer für das Nieder- oder Mittelwasserbett der Flüsse. Sie wird darüber hinaus zwar auch Einfluß auf Flußquerschnitt und -Längsschnitt ausüben. Deren regelmäßige Gestaltung ist aber der Hauptsache nach Aufgabe der Flußregulierung.

In der Regel muß die Flußkorrektion der Flußregulierung vorangehen.

II. Zweck und Ziel.

Anlaß für die Ausführung von Flußkorrektionen geben Forderungen der Landwirtschaft, der Siedlungen, der Schiff- und Floßfahrt und der Wasserbenutzung. Der Landwirtschaft und den Siedlungen bringt die Flußkorrektion Sicherung der Ufer gegen Abriß, Schutz vor Überschwemmung und Vermuhrung, Entsumpfung und Gewinnung von Kulturland. Die Schiff- und Floßfahrt wünscht von ihr günstige Führung des Flusses und gute Wassertiefe. Der Wasserbenutzung sichert die Korrektion den Betrieb und behebt und verhütet Schäden, die aus der Benutzung selbst erwachsen.

Zur vollen Erfüllung dieser Aufgaben sind neben der Korrektion vielfach noch weitere fluß- und kulturbautechnische Maßnahmen — Regulierungen, Eindeichungen, Wehrbauten, Entwässerungen usw. — erforderlich. Für diese ist aber die Korrektion Voraussetzung. Sie sucht einen für den jeweiligen Zweck günstigen Beharrungszustand des Flusses zu erzielen.

III. Geschichtliches.

Wer heute durch die Fußtäler des Bayerischen Oberlandes wandert, kann sich kein Bild mehr machen von dem Zustande, in dem diese sich etwa noch in der Mitte des vorvorigen Jahrhunderts befanden. Donau, Inn, Isar, Lech usw. verliefen in zahllosen Rinnen auf kilometerbreiten Schotterbetten, höhten sich fortdauernd auf und überschwemmten, vermuhrten und versumpften immer neue Gebiete. Landverkehr, Schiff- und Floßfahrt wurden mehr und mehr behindert. Alljährliche Seuchen suchten die Bewohner der versumpften Flußniederungen heim. Örtliche Maßnahmen zur Verhütung solcher Schäden brachten nur vorübergehend örtliche Erleichterung, verschlimmerten dabei aber meist die Zustände an anderen Orten.

Da setzten um 1800 die ersten, auf weitere Sicht eingestellten Flußkorrektionen ein. Diese sind vor allem an die Namen eines Wiebeking und Freiherrn von Pechmann geknüpft. Sie suchten naturgemäß zunächst den schreiendsten Mißständen zu begegnen und bekämpften daher vor allem die fortdauernde Aufhöhung der Flußläufe. Diese wurde durch möglichste Streckung des Flusses beseitigt. Der Grundriß solcher Korrektionen setzte sich daher ausschließlich aus geraden Strecken und ganz flachen Krümmungen zusammen. Der Abflußquerschnitt wurde durch beiderseitige Buhnen oder Längsbauten stark zusammengespannt.

Durch solche Maßnahmen stieg naturgemäß die Räumungskraft des Flusses in der korrigierten Strecke erheblich. Die Erfolge der Korrektion waren dementsprechend zunächst recht günstig. Zwar erkannten schon die Väter dieser Bauweise deren Gefahren. Sie waren sich darüber klar, daß der Sohlendurchschlag große Geschiebemassen ins Laufen bringen würde und das enge, gestreckte Flußrinnsal erhöhte Wassergeschwindigkeiten erzeugen müsse. Aber sie unterschätzten doch die Wirkungen ihrer Maßnahmen. Das in Bewegung gesetzte Geschiebe sollte nach ihrer Anschauung in den durch die zahlreichen Durchstiche erzeugten Altwässern zur Ablagerung kommen, der Sohlendurchschlag müsse sich schon in mäßiger Entfernung oberhalb der Korrektion ausgleichen, der Nachteil der größeren Wassergeschwindigkeit für die Schiffahrt aber werde durch die Kürzung des Flusses und damit des Schiffahrtweges mehr als wettgemacht.

Bedauerlicherweise erfüllten sich diese Hoffnungen nicht völlig. Infolge der raschen Eintiefung gelangten nur geringe Geschiebemengen in die Altwässer. Der größere Teil der Geschiebe wurde vielmehr an das untere Korrektionsende getragen und baute dort nicht selten gewaltige Schuttkegel auf. Hierdurch entstanden Mißstände, die die Korrektion eigentlich beseitigen sollte, erneut an anderen Stellen. Der Sohlendurchschlag, der sich weit über das obere Korrektionsende hinauf fortsetzte, erzeugte dort Flußverwilderung und brachte immer neue Geschiebemassen in Bewegung.

Bekämpft wurden solche Schäden durch Verlängerung der Korrektionen nach oben und unten unter Anwendung der gleichen Gesichtspunkte, nach denen bis dahin gebaut wurde. Dadurch wurde das Übel des öfteren aber nur verschlimmert und lediglich der Ort seines Auftretens verlegt. In den immer länger werdenden Korrektionen verstärkte sich mit der zunehmenden Flußkürzung der Sohlendurchschlag oft in unerhörtem Maße, so daß jährliche Eintiefungen von über 1 m keine Seltenheit mehr bildeten. Die Flußschläuche wurden hierdurch immer schmäler, die Kraft der Hochwässer wurde so gewaltig, daß auch die stärksten Uferbefestigungen nicht mehr Stand hielten.

Trotz aller Erfolge, die die bisherigen Maßnahmen erzielt hatten, brach sich daher immer mehr die Überzeugung Bahn, daß der beschrittene Weg der Natur zu sehr Gewalt antue und manche, vielleicht vermeidbare Nachteile zur Folge habe. Als erster bekämpfte Faber (die Regulierung geschiebeführender Flüsse auf Niederwasser, München 1898, Verlag der Süddeutschen Bauzeitung) das bisherige System und wies neue Wege für deren Durchführung. Ihm folgte Mayr (die Korrektion der geschiebeführenden Gebirgsflüsse mittels einseitiger Leitwerke, 1911, München, Hof- und Universitätsdruckerei, Dr. C. Wolf & Sohn), der zugleich die Leitsätze für Entwurf und Ausführung der Korrektionen prägte. Diese bilden auch heute noch die Grundlage für die nachfolgend beschriebenen Maßnahmen an den Bayerischen Gebirgsflüssen.

IV. Heutige Bauweise.

A. Vorarbeiten.

α) Linienführung. Verwilderte, geschiebeführende Flüsse schottern meist auf. Nur selten sind sie im Gleichgewichtszustande. Längere Eintiefungsstrecken finden sich fast nur oberhalb älterer Korrektionen, und zwar meist in leicht gebundenem Boden, (Südwassermolasse) nicht in der Alluvion, da verwilderte Kiesstrecken einem stärkeren Sohlendurchschlag selbsttätigen Widerstand durch Erhöhung der Geschiebefracht entgegensetzen. Die Sicherung der in der Molasse liegenden Eintiefungsstrecken geschieht durch Sohlenfestlegungsbauten. Korrektionen im Sinne dieser Abhandlung werden daher fast nur an Flüssen, die sich in der Aufhöhung befinden, zur Durchführung kommen.

Die Linienführung solcher Korrektionen schließt sich nun möglichst der bestehenden Flußlage an. Da diese meist aus einer Folge von Windungen besteht, ist auch die Korrektion der Hauptsache nach in gekrümmten Linien zu führen. Hierdurch wird eine schädliche Kürzung des Flußlaufes vermieden und bei geeigneter Wahl der Krümmungen erreicht, daß der Stromstrich dem einbuchtenden Ufer folgt und an ihm liegen bleibt. Eine stetige Lage des Stromstrichs bringt aber erhebliche Vorteile für Schiff- und Floßfahrt und verbilligt, wie später dargelegt ist, Bau und Unterhalt der Korrektion. Zwischengerade sind bei der Linienführung nicht erwünscht, aber zulässig, wenn der Flußschlauch an sich gestreckt verläuft und die Anordnung von Krümmungen erhebliche Massenbewegungen oder eine fühlbare Verlängerung des Flußlaufes verursachen würde.

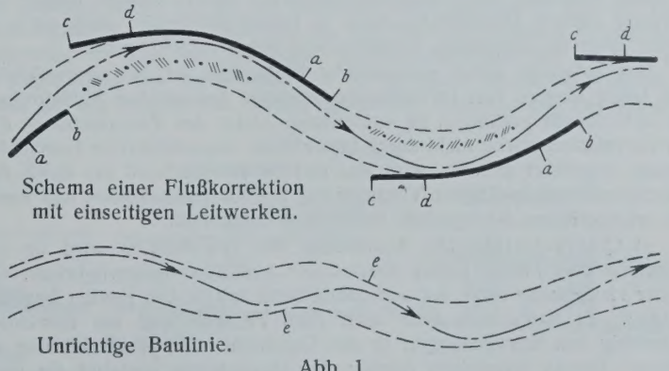


Abb. 1.
(Nach Mayr, Die Korrektion der geschiebeführenden Gebirgsflüsse.)

Längere Krümmungen sind mit flußabwärts abnehmenden Halbmessern, am einfachsten also als Korbbogen auszubilden. Diese Anordnung verbürgt erfahrungsgemäß ein längeres Liegenbleiben des Strom-

strichs am einbuchtenden Ufer und damit eine bessere Führung des Flusses. Die zulässigen Bogenlängen und -Halbmesser sind nach gut ausgebildeten Strecken im unkorrigierten oder bereits ausgebauten Flusse auszuwählen. In zu langen Krümmungen und bei zu großem Krümmungshalbmesser springt der Stromstrich von der Baulinie ab. Nach zu kurzen Krümmungen wechselt der Stromstrich erst zu spät das Ufer (Abb. 1, Figur 2). Dies führt zu schlechten Uferanfällen in den folgenden Flußstrecken. In Bogen mit zu kleinem Halbmesser schießen höhere Wasserstände über die Baulinie und unterkolken und zerstören die Ufersicherungsbauten von rückwärts.

Da die Flußlage sich im Laufe der meist längere Zeit beanspruchenden Durchführung der Korrektionsmaßnahmen vielfach ändert, kann auch die endgiltige Linienführung alljährlich erst nach Ablauf der Sommerhochwässer und nur für den Bauabschnitt des kommenden Jahres festgelegt werden,

β) Längsschnitt. Die Korrektion wird gewöhnlich das bestehende Flußgefälle zu erhalten suchen. Befindet sich aber eine Flußstrecke in starker Aufhöhung, so muß allenfalls die dann erforderliche beträchtliche Erhöhung der Räumungskraft durch Streckung der Linienführung und damit Vergrößerung des Flußgefälles herbeigeführt werden. Doch ist hierbei größte Vorsicht geboten. Die einmal gewählte Linienführung kann während des Baues oder gar nach seiner Fertigstellung kaum mehr geändert werden. Ist nun durch verstärktes Gefälle die Räumungskraft auch nur um ein Geringes zu groß geworden, so gräbt sich der Fluß ein. Hierdurch aber wird das Wasser noch mehr zusammengespannt und damit dessen Schleppkraft erneut vergrößert. Der Sohlendurchschlag verstärkt sich daher von Jahr zu Jahr immer mehr.

Es ist daher in jedem Falle sorglich zu untersuchen, ob die erforderliche Erhöhung des Schleppkraftwertes nicht schon durch die Wahl eines entsprechenden Flußquerschnitts, insbesondere durch dauernde oder vorübergehende Erhöhung der Ufersicherungsbauten erzielt werden kann. Die Wirkung solcher Maßnahmen kann ja erforderlichenfalls auch noch zu einem späteren Zeitpunkte verstärkt oder abgeschwächt werden.

Das zulässige bezw. erforderliche Flußgefälle ist gut ausgebildeten und schon längere Zeit im Beharrungszustande befindlichen Flußstrecken, die sich überall vorfinden, zu entnehmen. Unter der Voraussetzung, daß der Korrektionsstrecke nicht durch Seitenflüsse neue schwerere Geschiebemassen zugeführt werden, wird das Gefälle entsprechend der durch den Geschiebeabrieb bedingten Verringerung des Geschiebekornes und damit der erforderlichen Schleppkraft flußabwärts abnehmen.

γ) Querschnitt. Die Ausbildung des Querschnitts wird im allgemeinen dem Flusse selbst überlassen. Um dies zu ermöglichen, soll er der Hauptsache nach nur auf einer Seite mit festen Bauten begrenzt werden. Er kann sich dann auch nach Fertigstellung der Korrektion selbsttätig den Schwankungen in der Geschiebe- und Wasserführung anpassen. Diesen einseitigen Ausbau des Querschnitts gestattet die unter Abschnitt α) geforderte Führung des Flusses in geeigneten Krümmungen. In diesen nähert sich die Querschnittsform einem Dreieck mit der Spitze am einbuchtenden Ufer. Die Sicherung des ausbiegenden Ufers, das dann sehr flache Böschungen hat, kann daher im allgemeinen unterbleiben. Nur in den Flußstrecken, in denen die Krümmungsrichtung wechselt, in und unterhalb von Geraden, endlich in den Einleitungsstrecken am Korrektionsbeginne, überall da also, wo das Liegenbleiben des Stromstrichs an einer Baulinie nicht gewährleistet ist, wird beiderseitiger Ausbau der Ufer erforderlich werden.

Für diese Strecken und für die Festsetzung der Höhe aller Sicherungsbauten ist nun aber die Festsetzung bestimmter Querschnittsabmessungen nicht zu entbehren. Weyrauch bringt hierfür in seinem Buche „Hydraulisches Rechnen", 5. Auflage 1921, unter § 12 verschiedene Rechnungsarten. Ein einfacher, in der Praxis vielfach üblicher und bewährter Berechnungsgang ist der nachfolgende:

Zunächst wird die Wassermenge bestimmt, für die der Querschnitt auszubauen ist. Sie ist abhängig von dem Umfange der Verwilderung des Flusses und muß um so größer gewählt werden, je mehr dessen Räumungskraft verstärkt werden soll. Doch ist auch hierin wieder Maß zu halten, da nach Baudurchführung wohl eine dauernde oder vorübergehende Erhöhung der Bauten und damit der Ausbauwassermenge ohne Schwierigkeit möglich ist, weniger aber die Tieferlegung der Baukronen.

Sodann ist für jeden durch Messung festgelegten Flußquerschnitt Schleppkraft und Wassermenge bei bordvollem Profil zu ermitteln und

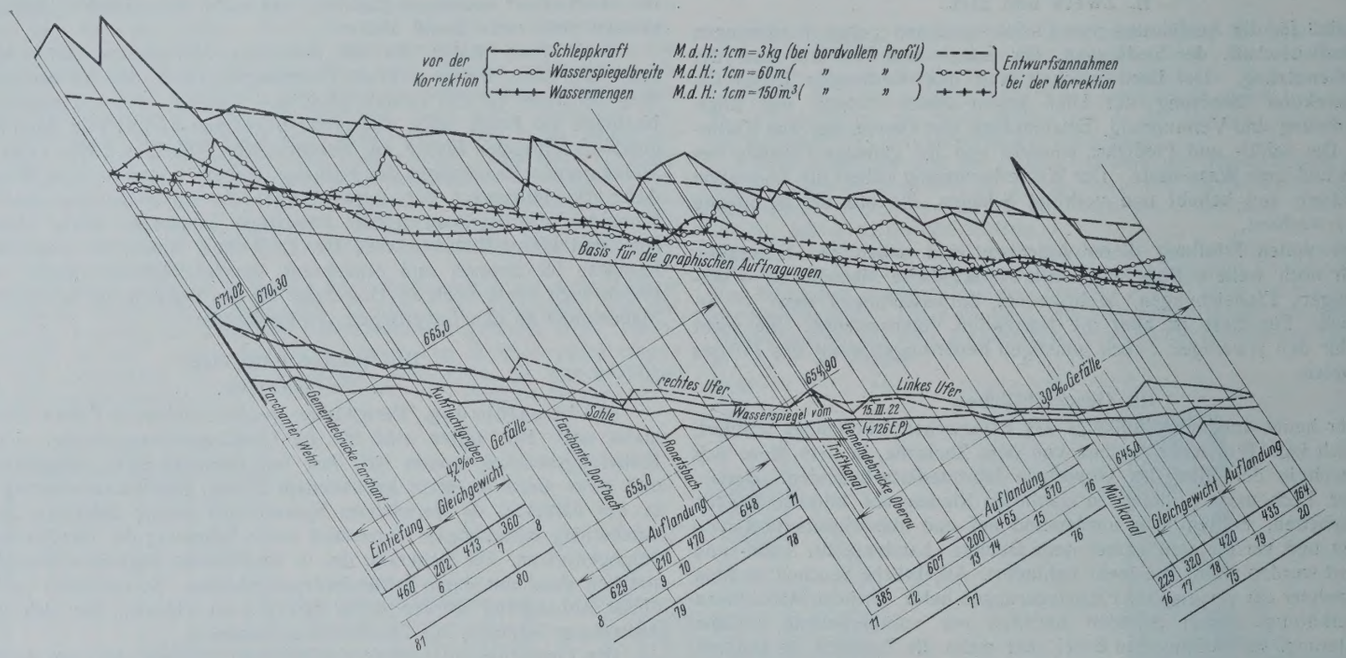


Abb. 2. Höhenplan. M. 1:60000 / 1:300.

in einem Höhenplan des Flusses einzutragen (Abb. 2). Die Errechnung der Schleppkraft geschieht mittels Hilfslinien unter Benutzung der Formel $S = 1000\, t\, J$ kgm², worin t die Wassertiefe und J das Wasserspiegelgefälle für die Längeneinheit bedeutet. Die Wassermengen werden unter der Annahme gleichförmiger Bewegung mit der Kutterschen oder Bazinschen Formel ermittelt, wobei der Rauhigkeitsbeiwert aus Wassermessungen bestimmt werden kann. Endlich ist noch im Höhenplan der derzeitige Flußzustand — Gleichgewichts-, Auflandungs- oder Eintiefungsstrecke — zu kennzeichnen. Der so behandelte Plan gibt dann ein anschauliches Bild vom Spiel der Kräfte im Flusse und von deren Wirkung und gestattet so gute Schlüsse auf die der Querschnittsberechnung der Korrektionsstrecke zu Grunde zu legenden Werte.

Nunmehr ist die Flußstrecke in Abschnitte mit angenähert gleichbleibendem Gefälle zu unterteilen. Für jeden Abschnitt wird sodann aus den in ihm liegenden Gleichgewichtsstrecken die derzeitige Schleppkraft für die künftige Ausbauwassermenge aus den graphischen Auftragungen des Höhenplans entnommen. Mit diesem oder einem etwas höheren Schleppkraftwert, der die erfahrungsgemäß nach Durchführung der Korrektion eintretende Geschiebekornvergrößerung berücksichtigt, wird zunächst wieder mit der Formel $S = 1000\, t\, J$ kgm² die Wassertiefe des Korrektionsquerschnittes und damit dessen Bauhöhe bestimmt. Sodann folgt die Errechnung der Querschnittsbreite unter der Annahme eines trapezförmigen Querschnitts mittels der Formel für gleichförmige Wasserbewegung.

B. Durchführung.

a) Baustoffe, Bauformen und Baumittel. Die heutige Bauweise stützt sich auf die gleichen Baustoffe wie die frühere. Auch die Art der Verwendung und des Einbaues hat sich nicht geändert. Auf ihre Beschreibung und Darstellung soll daher verzichtet werden.

Die Baumittel weichen von denen der früheren Bauweise hauptsächlich in der Form und in der Art und Häufigkeit ihrer Anwendung ab. Heute

werden vorzugsweise Längsbauten als Uferdeckwerke, Leitwerke und Gehänge hergestellt. Querbauten — Buhnen und Traversen — kommen nur noch in Sonderfällen zur Ausführung. Durchstiche und Pflanzungen vervollständigen die Zahl der gebräuchlichen Baumittel.

α) Längsbauten. Abb. 3 zeigt Regelformen von Längsbauten. Diese gliedern sich in einen festen Körper und einen beweglichen Vorbau, den Steinwurf. Der letztere soll bei wachsender Wassertiefe der Unterkolkung des festen Baukörpers vorbeugen und die Ausbildung einer zweckentsprechenden Böschung vor diesem auf das Eintiefungsmaß des Flusses sicherstellen. Zur Erfüllung dieses Zweckes ist er daher bei Leitwerken auf Kiesbänken, Auen oder durch seichtes Wasser unter Berücksichtigung des Abbruchwinkels der anstoßenden Bodenart — bei Kiessand etwa 45 °, bei bindigeren Bodenarten steigend bis zu 90 ° (Abb. 3, Fig. 2b) — so weit vor den festen Baufuß zu legen, daß das Vorland nicht zu weit einbricht. Selbstverständlich erfordert aber die Erzielung der angestrebten Böschungsausbildung neben der zweckmäßigen erstmaligen Anlage der Längsbauten auch die sorgsame Überwachung und das rechtzeitige Nachschieben des Steinvorfußes solange, bis die Korrektion den Beharrungszustand erreicht hat.

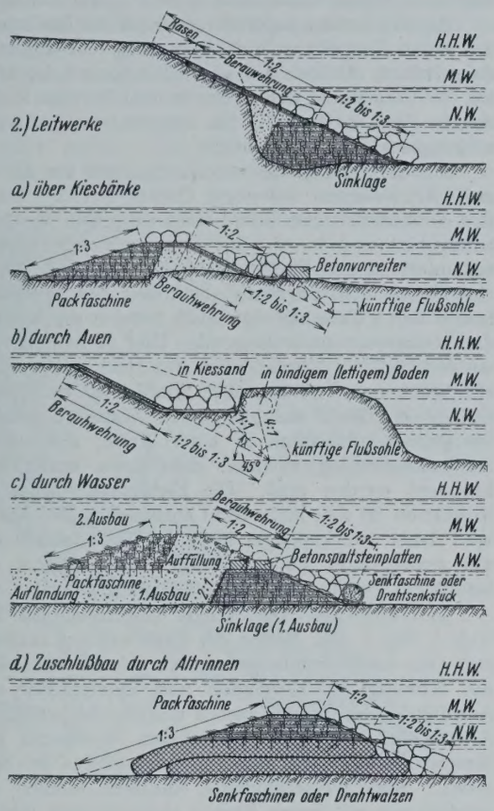


Abb. 3. Bauformen.

Als Baustoff wird für den Steinvorfuß in erster Linie wetterfester, harter Naturstein verwendet. Nur da, wo dessen Beischaffung unwirtschaftlich ist, können an seine Stelle Betonsteine treten, die in Platten hergestellt und nach Erhärtung in unregelmäßige Stücke gespalten werden. Auf der Wasserseite des Steinvorfußes werden in geschlossener Reihe besonders große Steine oder sogenannte Betonvorreiter — Betonplatten von annähernd quadratischer Form, — verlegt, die den dahinterliegenden Steinvorrat vor vereinzeltem Abrollen in den Fluß und Abtreiben durch Hochwasser schützen sollen. Bei Vorbau im tiefen und stark anfallenden Wasser kann zur Erzielung eines raschen Schutzes des festen Baukörpers auch die Vorlage eines Faschinen- oder Drahtsenkstückes erforderlich werden. Da diese Bauformen aber meist keinen langen Bestand haben, ist ihr späterer Ersatz durch große Steine oder Betonvorreiter im Auge zu behalten.

Die Menge der Vorratsteine bemißt sich nach der Länge der zu schützenden Böschung. Sie müssen diese von der Sohle bis etwa zum Mittelwasserspiegel bedecken, da sich erst oberhalb dieser Linie ein die Wasserangriffe verhütender Pflanzenwuchs bilden kann. Darüber hinaus wird zweckmäßig die Baukrone selbst, soweit sie unter dem Hochwasserspiegel liegt, noch mit einem Steinvorrat abgedeckt. Dieser verhütet das Ausspülen und Abschwemmen des festen Baukörpers, bis er zu Bestand gelangt ist. Außerdem verstärkt diese Bauüberhöhung noch die Wirkung der Korrektionsmaßnahmen durch vorübergehendes Zusammenspannen des Wassers. Später kann der Steinaufbau allenfalls wegfallen, bei Bedarf aber noch erhöht werden.

Die Steingröße schwankt für die verschiedenen Flüsse je nach deren Schleppkraft bei den Vorreitern von $^1/_3$ bis 1 m³, bei den Vorratsteinen von $^1/_{10}$ bis $^1/_5$ m³.

Der feste Baukörper wird unter Wasser aus Faschinen-Sinklagen, Senkfaschinen- oder Drahtwalzen gebildet. Über Wasser erhält er meist einen Kieskern, der auf der Wasserseite durch Berauhwehrung, auf der stärker beanspruchten Überfallseite durch Packfaschinenlagen eingerahmt ist. Bei besonders starkem Wasseranfall kann der ganze Körper aus Faschinen hergestelt werden. Auszubauende Uferböschungen sind von Nieder- bis etwa Jahreshochwasserspiegel mit Berauhwehrung, darüber mit Rasen oder guter Erde abzudecken.

Die Längsbauten erhalten auf der Wasserseite einen zweimaligen Anlauf, der in Strecken, in denen schlechte Wasseranfälle zu erwarten sind oder der Stromstrich hart am Ufer liegt, also beispielsweise in den oberen Hälften der Krümmungen zweckmäßig bis zur dreimaligen Neigung abzuflachen ist. Hierdurch wird die Wassertiefe am Baufuß und damit dessen Gefährdung erheblich verringert und die spätere Unterhaltung der Korrektion verbilligt. Die rückwärtige Böschung kann bei Bauten, deren Krone in Höhe des Niederwasserspiegels liegt, steil gehalten werden. (Abb. 3, Fig. 2c, 1. Ausbau). Soweit sie darüber ansteigt, aber unter Hochwasserspiegel bleibt, muß auch dieser Böschung zur Hintanhaltung tiefer, durch Wasserüberfall am Baufuße entstehender Kolke etwa dreimaligen Anlauf erhalten.

Die übliche Ausführungsart der Gehänge gibt Abb. 4 wieder. Bei kleineren Flüssen können die eingehängten Faschinen auch wegbleiben.

β) Querbauten. Eine Regelform der Querbauten zeigt ebenfalls Abb. 4. Die Traversen — Anschlüsse der Längsbauten an das gewachsene Ufer — werden meist durchweg aus Faschinen erstellt. Ihre Krone erhält vielfach zur Verhütung des Ausspülens durch überfallendes Wasser Abdeckung durch Steine oder Betonplatten. Eine weitere Versteinung des Bauwerks ist nicht erforderlich. Die oberstromige Böschung kann steil gehalten werden, die unterstromige aber muß zur Abhaltung schädlicher Kolke vom Baufuße flach ausgebildet sein. Die Krone der Traverse liegt am Leitwerk in dessen Höhe und steigt gegen das gewachsene Ufer mählich an, so daß die Traversenwurzel erst überströmt wird, wenn sie auch unterstrom bereits in tiefem Wasserpolster steht, Kolkschäden daher nicht mehr zu befürchten sind. Die Bauwurzel darf im übrigen keinesfalls höher liegen als das gewachsene Ufer und muß gut in dieses einbinden.

Buhnen sind in der Form und Bauweise den Traversen ähnlich. Doch bedürfen sie auch oberstrom und besonders an der Stromseite des Kopfes einer flachen Böschungsausbildung. Außerdem muß der Buhnenkopf reichlich durch Drahtsenkstücke oder Senkfaschinen und dahinter liegenden kräftigen Steinwurf gesichert werden, da er starken Wasserangriffen widerstehen und große Wassertiefen abhalten muß. Gewöhnlich werden die Buhnen in einem Winkel von 60° stromaufwärts gerichtet, da hierdurch die Verlandung zwischen den Buhnen besonders gefördert, insbesondere aber der Schutz des gewachsenen Ufers an der Buhnenwurzel gegen Unterkolkung durch überfallendes Wasser sichergestellt werden soll. Die je nach Stromstärke 2 bis 4 m breite Oberfläche der Buhne soll wie die Traverse vom Kopf gegen die Wurzel allmählich ansteigen und auf ihre ganze Länge so hoch liegen, daß sie auswachsen kann. Sie wird außerdem mit schweren Steinen oder Betonplatten abgedeckt.

γ) Durchstiche. Die Zahl der Durchstiche ist bei der neuzeitlichen Korrektion, die sich ja möglichst der jeweiligen Flußlage anpassen soll, an sich klein. Doch wird ihre Ausbildung nunmehr in erheblich geringerem Maße dem Wasser überlassen, wie bei der früheren Bauweise. Diese sah an Stelle der Durchstiche nur schmale Gräben vor, in die das Wasser durch Aufstau hineingepreßt wurde. Die Ausweitung und Austiefung dieser Gräben durch den Fluß hatte aber dessen Überlastung mit Geschiebe zur Folge und führte vielfach zu unerfreulichen Verhältnissen in und unterhalb der Korrektionsstrecke.

Heute müssen die Durchstiche auch an ihrer schmalsten Stelle so breit und insbesondere so tief angelegt werden, daß sie ohne Aufstau mindestens das gesamte Niederwasser aufnehmen können. Um eine gute Wassereinführung zu erzielen, lehnt sich der Durchsticheinlauf an die hohle Baulinie (Abb. 5). Er ist besonders breit anzulegen, um ein zu starkes Anpressen des Stromstrichs an den Bau und dadurch übergroße Wassertiefen vor ihm hintanzuhalten. Stromabwärts rückt der Durchstich dann zweckmäßig von der Baulinie ab. Er darf auch allmählich schmäler werden, da das eingeleitete Wasser schon für Verbreiterung der Rinne

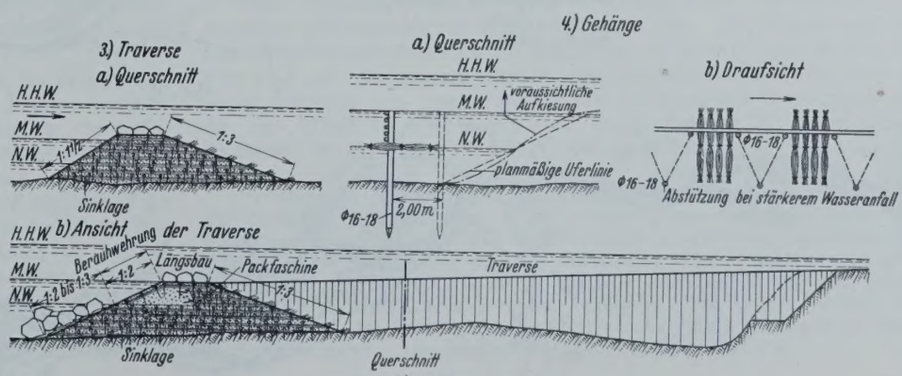


Abb. 4. Bauformen.

gegen die einbuchtende Baulinie zu sorgt. Auch finden die auf dieser Seite abbrechenden Bodenmassen Aufnahme in der unterhalb anschließenden Altrinne, deren Verlandung sie beschleunigen. Die Durchstichböschungen müssen insbesondere auf dem ausbiegenden Ufer möglichst senkrecht gehalten werden, um dem Wasser ihren Abbau zu erleichtern.

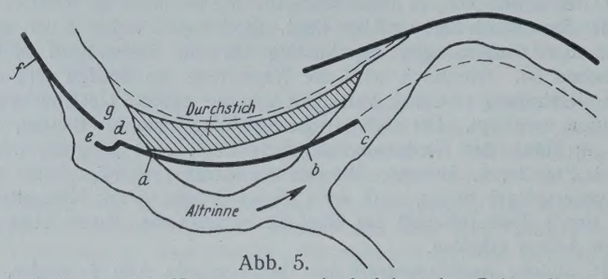


Abb. 5.
(Nach Mayr, Die Korrektion geschiebeführender Gebirgsflüsse.)

δ) Pflanzungen. Die Pflanzungen sollen die Wassergeschwindigkeit längs der Ufersicherungen abbremsen, durch Verwurzelung die Widerstandskraft der Bauten gegen Wasserangriffe erhöhen und die Auflandung der Altrinnen beschleunigen. Verwendet werden neben Rasenboden und den verschiedensten Gräsersamen insbesondere alle Weiden- und Pappelsorten zu Buschpflanzungen und Erlen und Eschen vorzüglich für hochstämmige Aufforstungen.

Die wichtigste Pflanzungsart, die Buschpflanzung, geschieht auf den Leit- und Uferdeckwerken als Faschinenpacklage, Berauhwehrung und durch Stecklinge, in den Altrinnen ebenfalls durch Stecklinge, durch Schuppen und Flechtzäune. Über die Gewinnung geeigneter Pflanzhölzer, die zweckmäßigste Zeit und Art ihres Einbaues, die Unterhaltung der Pflanzungen usw. finden sich eingehende Beschreibungen fast in allen Handbüchern. Es soll daher hier auf diese Fragen nicht näher eingegangen werden.

B. Bauart.

α) Bleibende Längsbauten. Die Regelbauart einer neuzeitlichen Korrektion gibt Abb. 1, Fig. 1 wieder. Bei der Bemessung der Länge der bleibenden Ufersicherungsbauten ist hier angenommen, daß sich der am einbuchtenden Ufer liegende Stromstrich vom Krümmungswendepunkte an in der Tangente fortbewegt und daher die äußere Baulinie der unterhalb anschließenden Gegenkrümmung erst in einiger Entfernung vom Wendepunkte trifft. Derartig gestreckte Flußübergänge bilden sich aber nur in Gewässern mit mäßigem Geschiebegang und kleinem Geschiebekorn, somit bei geringem Flußgefälle aus. Das Schema gibt also gewissermaßen die untere Grenze der Baulängen an, die nur für Flüsse ausreichend ist, die etwa unter $1^1/_2{}^0/_{00}$ Gefälle haben.

Wird das Gefälle stärker und damit Geschiebemenge und Geschiebekorn größer, so werden die Flußübergänge jäher. Auch vermindert sich dann die Gewähr dafür, daß der Stromstrich selbst unter ungünstigen Verhältnissen — Kiesschoppungen, Einkiesen von Wurzelstöcken usw. — bis zum Krümmungswendepunkt an der hohlen Baulinie liegen bleibt. Diesen Umständen muß durch die Verlängerung der festen Längsbauten allenfalls sogar in die Baulinie des ausbiegenden Ufers hinein, Rechnung getragen werden. Abb. 6 u. 7 geben Beispiele der dann erforderlich werdenden Bauart. Die erstere zeigt einen Ausschnitt aus einer Lechkorrektion unterhalb Landsberg a. L., letztere stellt Teile der Loisachkorrektion zwischen Garmisch und Oberau dar. Der Lech hat in der fraglichen Korrektionsstrecke etwa $2^1/_2$, die Loisach $3^1/_2{}^0/_{00}$ Gefälle.

An den Krümmungsanfängen wird die Baulinie etwas zurückgezogen, um deren Umgehung und Aufrollung bei ungünstigen Flußübergängen zu verhüten. Außerdem sind in den Bauten die erforderlichen Öffnungen für die Verlandung der Altrinnen und für den Rückfluß des Wassers aus diesen offen zu halten. Sie können nach Abschluß des Verlandungsvorganges geschlossen werden.

Mit der Gefällgröße von $3^1/_2{}^0/_{00}$, wie sie die Korrektion der Abb. 7 aufweist, ist schon die obere Grenze erreicht, bei der Flüsse noch nach den vorbeschriebenen Grundsätzen ausgebaut werden sollten. Die Wasseranfälle bleiben ja in solchen Flüssen auch nach Fertigstellung der Korrektion besonders an den Flußübergängen infolge der großen Mengen schweren Geschiebes recht ungünstig, bedrohen den Bestand der Bauten und verteuern deren Unterhaltung. Auch müssen die Krümmungshalbmesser, um den Stromstrich am einbiegenden Ufer zu halten, vielfach so klein gewählt werden, daß ein Überschießen des Hochwassers über die Bauten hinweg sich nicht mehr verhüten läßt. Endlich ist bei Flüssen mit derart starkem Gefälle die Wahl des geeigneten Ausbauquerschnitts äußerst schwierig. Sie gelingt nur selten in einer Weise, daß nicht doch unerwünschter Sohlendurchschlag entsteht, dem dann durch Sohlenfestlegungsbauten begegnet werden muß. Die Einfügung solcher Bauten in die fertige Korrektion ist aber meist recht kostspielig. Der Ausbau solcher Wildwässer wird daher zweckmäßiger nach den Grundsätzen der Wildbachverbauung mit gestreckterer Linienführung, beiderseitigem Ausbau der Ufer und sofortigem Einbau von Sohlenfestlegungschwellen durchgeführt werden.

β) Gehänge. Die Bauart von Gehängen zeigt das Schema der Abb. 1, Fig. 1. Sie dienen der Sicherung des ausbuchtenden Ufers, soweit sich eine solche vorübergehend als erforderlich erweisen sollte, verstärken die Wirkung der Korrektion und unterstützen und beschleunigen die Ausbildung des Flußschlauches und die Auflandung von Hinterrinnen und Altwässern. Die Gehänge müssen annähernd gleichlaufend mit dem Stromstrich hergestellt werden. Queranfällen des Wassers halten sie nicht stand. Stark wasserführende Altrinnen können daher nicht durch sie sondern nur mit festen Bauten abgeschlossen werden.

Die in Abb. 1, Fig. 1, gewählte Anordnung der Gehänge schnürt den Fluß bis auf $^2/_3$ seiner rechnungsgemäßen Breite zusammen. Ein derartig weitgehender Eingriff ist aber nur bei Flüssen mit verhältnismäßig geringem Gefälle und schwachem Geschiebe erträglich. Mit zunehmender Schleppkraft wird zweckmäßig eine so starke Zusammenspannung des Wassers vermieden werden, da andernfalls am unteren Ende des Gehänges das gröbere Geschiebe infolge des starken Schleppkraftabfalls im Stromstrich liegen bleibt und der Fluß dann auseinanderfällt. Das Gehänge muß aber jedenfalls immer vor den plangemäßen Böschungsfuß zu stehen kommen, wenn es eine Wirkung auf die Ausbildung des Flußschlauches ausüben soll. Im übrigen kann es nach Erzielung der gewünschten Wirkungen entfernt werden.

γ) Querbauten. Die bisher gezeigten Beispiele von Flußkorrektionen sind nur aus Längsbauten gebildet, ein Zeichen dafür, wie wenig der Querbau als Baumittel noch Verwendung findet. Insbesondere die Buhnen, die früher in ausgedehntem Maße statt der Leitwerke angeordnet wurden, kommen als endgültige Bauwerke heute kaum mehr zur Ausführung. Sie verbürgen nicht die gleichmäßige Führung des Stromstriches wie die Leitwerke und bleiben daher stets stärkeren Wasserangriffen ausgesetzt als diese. Immerhin können sie als vorläufige Bauwerke beispielsweise da Verwendung finden, wo die Baulinie in der Nähe von Steilhängen durch tiefes Wasser führt. Es mag in diesem Falle wirtschaftlicher sein, zunächst durch

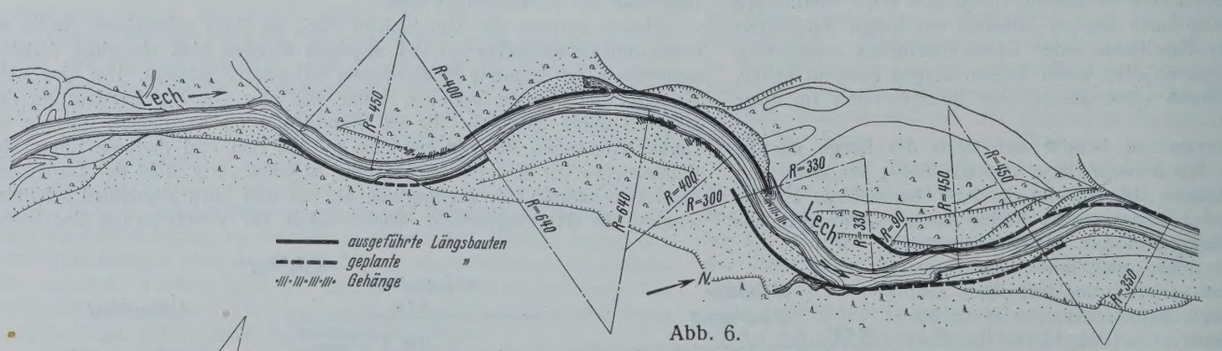


Abb. 6.

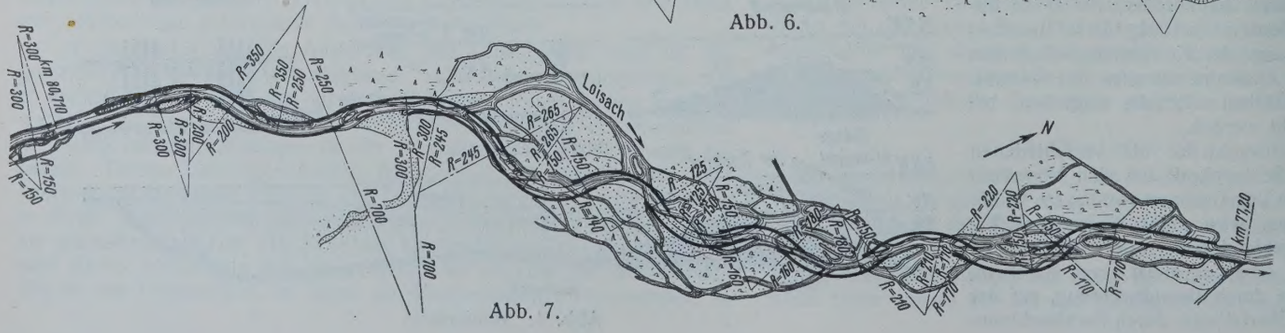


Abb. 7.

Einbau kurzer Buhnen den Stromstrich und damit die große Wassertiefe vom Steilhang wegzudrücken und das endgültige Leitwerk erst nach Verlandung der Buhnenfelder auszuführen.

Dagegen findet die zweite Art der Querbauten, die Traverse, auch heute noch in vielen Fällen Anwendung. Ihr Einbau ist vor allem in den Korrektionsstrecken notwendig, in denen auch das ausbiegende Ufer durch ein Leitwerk gesichert werden muß. Einen solchen Fall zeigt die Abb. 8. Sie stellt den Einleitungstrichter einer Korrektion dar. Da hier dem Flusse noch die Führung mangelt, fällt er stark an das ausbuchtende Leitwerk und hat dieses bei Hochwasser wiederholt überlaufen und zerstört, bis die ihn anziehenden Altrinnen durch Traversen verbaut und der Auflandung zugeführt waren. Die Verlandungsöffnungen in den Längsbauten werden in solchen Strecken zweckmäßig kurz unterhalb der Traversen angeordnet. Oberhalb dieser sind dann noch Rücklauföffnungen frei zu halten, die die hinter dem Leitwerk fließenden Wassermengen wieder in den Fluß zurückleiten sollen. Hierdurch kann die Masse des über die Traversen abstürzenden Wassers und damit deren Gefährdung wesentlich verringert werden.

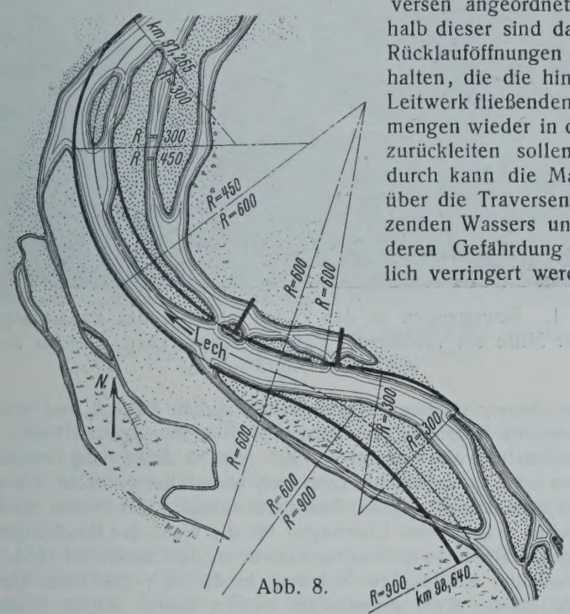


Abb. 8.

δ) Durchstiche. Durchstiche sind überall dort vorzusehen, wo die Flußbreite durch die Baulinie auf weniger als die Hälfte des errechneten Querschnittes zusammengeschnürt wird. Sparsamkeit in der Herstellung von Durchstichen rächt sich durch übergroße Wassertiefe am Leitwerk und unwirtschaftlichen Steinverbrauch zu dessen Sicherung. Die Ausführung der Korrektionsbauten im Bereiche von Durchstichen muß folgende Reihenfolge einhalten (Abb. 5):

1. Aushub des Durchstichs und gleichzeitige Herstellung des Leitwerks *a—b*,
2. Vorbau des Leitwerks (Schöpfkopf) *a—d—e* von unten nach oben,
3. gleichzeitige Herstellung der Leitwerke *f—g* (Zuschlußbau) und *b—c*.

Schöpfkopf und Zuschlußbau müssen aneinander in einem Abstande vorbeigeführt werden, der je nach Größe des Flusses 5 bis 50 m beträgt. Diese Bauweise verbilligt das Vortreiben des Zuschlußbaues, da die größte Wassertiefe nicht in dessen Vorbaurichtung, sondern hinter ihm entsteht. Auch beschleunigt und erhöht sie durch diese Verringerung der Kolktiefen in der Leitwerklinie die Wirksamkeit der auf die Einweisung des Wassers in den Durchstich hinzielenden Maßnahmen, ohne die Auflandung des Altwassers zu verlangsamen. Selbstverständlich müssen die wasserseitigen Enden des Zuschlußbaues und Schöpfkopfes gut gesichert werden. Da aber die Wasserangriffe mit der zunehmenden Ausbildung des Durchstiches stetig abnehmen, kann mit der Ausbesserung und Aufhöhung der infolge von Unterkolkung nachsackenden Bauköpfe Maß gehalten werden.

V. Würdigung.

Mehr als zwei Jahrzehnte sind nunmehr seit der Einführung der neuen Bauweise verstrichen. Zahlreiche Korrektionen sind nach ihren Grundsätzen ausgeführt worden. Sie erzielten, wenn auch vielleicht langsamer als die Maßnahmen der früheren Bauweise, so doch mindestens gleich sicher wie diese, in vollem Umfange die erstrebten Wirkungen. Dagegen vermeiden sie fast durchweg die Nachteile der älteren gewaltsamen Eingriffe, deren nachteilige Folgen noch heute in großem Umfange behoben werden müssen. Hierzu tritt als weiterer Vorteil der neuzeitlichen Korrektionen deren billigere Herstellung und Unterhaltung und die Möglichkeit, den Baufortgang völlig den Bedürfnissen der Beteiligten und den zur Verfügung stehenden Geldmitteln anzupassen, während die üblen Begleiterscheinungen der früheren Maßnahmen vielfach zu einem raschen Weiterarbeiten zwangen.

Selbstverständlich weist auch die neue Bauweise Fehlschläge auf. So mußten in manchen Fällen nachträglich beide Ufer mit festen Leitwerken gesichert werden. Auch wird wohl da und dort die an sich erstrebte Flußeintiefung noch über das erträgliche Maß hinaus fortschreiten und nur durch Sohlenfestlegungsbauten zum Abschluß gebracht werden können. Endlich ist auch an manchen Stellen mit der Notwendigkeit einer Flußräumung zu rechnen. Stets aber werden sich solche Nacharbeiten im Gegensatze zu früher auf ein erträgliches Maß beschränken. Das Wesentliche ist aber, daß diese Mißerfolge nicht der Bauweise, sondern wohl in allen Fällen dessen unzureichender Anwendung zuzuschreiben sind. Sei es, daß der Ausbauquerschnitt zu knapp oder zu breit bemessen wurde, die Korrektionskrümmungen nicht richtig gewählt sind, die Baulängen und Baustärken zu sparsam hergestellt waren oder aber die Bauweise an Flüssen zur Anwendung kam, für die sie sich nach den dargelegten Grundsätzen nicht eignete. Die entstandenen Schäden sind demnach nur als Kinderkrankheiten der neuen Bauweise zu werten. Ihre Häufigkeit muß sich mit zunehmender Erfahrung verringern.

Völlig verschwinden werden solche Fehlschläge allerdings auch in Zukunft nicht. Die neuzeitliche Korrektion läßt sich ja nicht nach einem festen Schema erstellen, das für jeden Fluß, gemessen etwa an dessen Jahresmittelwasser- oder Katastrophenhochwassermenge, bestimmte Größen für Querschnitt, Krümmungen, Gefälle, Schleppkraft usw. nachweist. Diese Werte sind abhängig von mancherlei Umständen, wie dem geologischen Aufbau, der geographischen Gliederung und der Höhenlage des Flußgebietes, der Größe und Art des Niederschlages in diesem usw. Die richtige Auswahl der Korrektionsgrundlagen vermag daher nur langdauernde Beobachtung des Flusses und liebevolles Ergründen von dessen Eigentümlichkeiten zu verbürgen, eine Aufgabe, die selbstverständlich durch gut übermittelte Tradition erleichtert und abgekürzt werden kann.

Die Böschungsrutschungen im Rosengartener Einschnitt der Eisenbahnlinie Berlin—Frankfurt (Oder).

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnoberrat **Guttstadt**, Mitglied der Reichsbahndirektion Osten in Frankfurt (Oder).

In dem gleichnamigen Aufsatze des Verfassers in der „Bautechnik“ 1927, Heft 15 und 17, der die Vorgeschichte und die Untersuchung der Rutschungen enthält, ist am Schluß gesagt, daß die technischen und geologischen Forschungen noch weitergehen, und daß die Lehren, die aus dem Erdrutsch bei Rosengarten zu ziehen sind, späterer Berichterstattung vorbehalten bleiben. Ende 1928 sind nunmehr die Bauarbeiten in Rosengarten beendet worden. Es ist daher jetzt möglich, ein abschließendes Urteil zu geben.

In dem Aufsatze 1927 ist bereits auf die Mitarbeit der Preußischen Geologischen Landesanstalt hingewiesen, die sich seit Beginn der Bauarbeiten an den Untersuchungen beteiligte und wiederholt Gutachten erstattete. Auch nach dem großen Erdrutsch vom Dezember 1925 setzte sich die Reichsbahndirektion Osten mit der Geologischen Landesanstalt sofort in Verbindung, und schon am dritten Tage nach dem Ereignis fand die erste örtliche Besprechung statt, bei der das Vorgehen festgelegt und eine Niederschrift gefertigt wurde. Das ganze Gebiet sollte in weitestgehender Weise abgebohrt und erforscht werden. Nachdem alle Vorbereitungen getroffen, wurde acht Tage später eine örtliche Bauleitung eingesetzt, der das Durchführen dieser Vereinbarungen übertragen wurde. Das geologische Auswerten der Bohrungen geschah in der Geologischen Landesanstalt, die am 20. April 1926 ein umfassendes Gutachten[1]) erstattete, das allen Erwägungen und Entwürfen der Reichsbahndirektion Osten zugrunde gelegt wurde. Diese wurden im Allgemeinen Baubureau der Reichsbahndirektion durchgeführt und sind in der „Bautechnik“ 1927, S. 252 beschrieben.

Das Gutachten — veröffentlicht im Jahrbuch der Preußischen Geologischen Landesanstalt für 1926, Heft 1, S. 559, „Die Rutschungen im Eisenbahneinschnitt Rosengarten“ von Herren R. Michael und W. Dienemann — gab die frühere Ansicht auf, daß die Bodenbewegungen in einem Abgleiten von hangenden Sanden auf liegenden Tonmergeln auf der zum Einschnitt hin einfallenden Trennungsfläche zu sehen seien. Nachdem der vertiefte Einschnitt jahrelang gestanden hatte, konnte

[1]) Dieses grundlegende Gutachten war dem Verfasser des in Heft 8 bis 10 der Zeitschrift für Bauwesen 1928 veröffentlichten Aufsatzes „Über die Rutschungen in Rosengarten bei Frankfurt a. O.“ von Reichsbahnrat Backofen in Stettin nach eigener Aufzählung seiner Unterlagen in dem Aufsatz auf S. 200 nicht bekannt, wenn er auch auf S. 205/206 einige Sätze daraus ohne Literaturangabe entnimmt. Außerdem enthält die Arbeit fast nur das, was bereits veröffentlicht ist, vergl. Geologisches Jahrbuch 1926, Heft 1, „Die Bautechnik„ 1927, Heft 15 und 17.

nunmehr festgestellt werden, daß weder Gleitflächen noch in dem Erdkörper befindliches fließendes Wasser (Quellen oder Wasseradern) die Bewegungen veranlaßt habe. Die Rutschungen sind vielmehr auf die geologische Zusammensetzung des Erdkörpers, der aus Ton besteht, zurückzuführen. Die Tone selbst sind die Ursache der Rutschungen, und zwar infolge physikalischer Vorgänge in ihnen. Die Bewegungen an der Rutschstelle spielen sich also in den Tonen ab. Auf die Gefahr, die in den Tonen liegt und gerade ganz besonders in Rosengarten, hat als erster 1917 Prof. Pollack in Wien[2]) hingewiesen. Er führte aus (S. 448 Fußnote), daß erfahrungsgemäß in den Tonen selbst zufolge ihrer petrographischen und physikalischen Beschaffenheit auch bei flacheren Böschungen in früherer oder späterer Zeit, oft nach Jahrzehnten, immer wieder Bewegungen eintreten, z. B. am 70 Jahre alten Triebitzer Tunnelvoreinschnitt. Auch sei die große Einschnittstiefe in Rosengarten, bis zum Teil über 30 m ohne Fußmauern, an und für sich nicht geeignet, Bewegungen und Ausweichungen an den tiefliegenden Böschungsteilen bei einigermaßen Durchfeuchtung zu verhindern. Indem sich die Geologische Landesanstalt dieser Ansicht anschloß, erläuterte sie in ihrem Gutachten die Gefährlichkeit der Tone. In Rosengarten seien die altdiluvialen Tone nicht nur ungünstig gelagert, sondern auch infolge ihrer starken Quellfähigkeit wenig standhaft. Weiter vermindern Niederschläge, Sonnenbestrahlung und Frost sehr stark die Standfestigkeit dieser Tone. Diese Gefahrenmomente seien dann durch das Vertiefen des Einschnittes ganz erheblich erhöht worden.

Zu demselben Ergebnis hinsichtlich der Tone als Ursache kamen auch die Gutachten der vier Sachverständigen, die, außerhalb der Reichsbahn stehend, zur Prüfung der Rosengartener Vorgänge herangezogen worden waren. Sie rieten zu einem Abflachen der Böschungen, wobei aber ein Gutachter auch hierbei noch Bedenken hatte und eine endgültige Sicherung nur in einem Tunnel sah. Übrigens sind die physikalischen Vorgänge in den Tonen schon seit alters her bekannt. Auf ihnen beruht die Ziegelei. Vielfach schüttet der Ziegler den Ton auf Halde, bis er verwittert ist. Er nennt dieses „Sommern“ und „Wintern“. Außerdem ordnet schon der Preußische Minister der öffentlichen Arbeiten in einem Erlaß vom 10. Februar 1920 über Bodenuntersuchungen[3]) ein stärkeres Abflachen bei Tonen wegen der geringeren Standfestigkeit an und verlangt besondere Aufsicht bei den Bohrarbeiten. Dabei weist er auf die Wichtigkeit des Zusammenarbeitens mit den Geologen hin und betont die Schwierigkeit der Bodenbezeichnung. Vor allem wurden von den Geologen und von den Ingenieuren die auf dem zu bearbeitenden Gebiete grundlegenden Werke[4]) benutzt und ausgewertet.

Da die Geologen sich also über die Ursachen der Rutschungen völlig klar geworden sind, konnten sie ihr Gutachten in den Satz zusammenfassen, der Einschnitt müsse in seiner jetzigen Form verlassen werden. Diese Folgerung stellte dem Ingenieur die ihm sonst nicht genehme Aufgabe, im Kampf gegen die Natur die Waffen zu strecken und vor ihr zurückzuweichen. All die in der „Bautechnik“ 1927, S. 252 erwähnten Bauausführungen konnten nur dazu dienen, die Auswirkungen der Rutschungen abzuschwächen. Hier kam es aber darauf an, die Ursachen der Rutschungen zu beseitigen. Diese Erkenntnis führte daher ohne weiteres zu der einfachsten und natürlichsten Abhilfe, nämlich dem Entfernen der gefährlichen Tone, d. h. dem Abflachen der Böschungen, entsprechend dem vorerwähnten Ministerialerlaß vom 10. 2. 20. Schwierig war hierbei nur die Entscheidung, welcher Böschungswinkel zu wählen sei. Der Leiter der Staatlichen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin, Prof. Krey, hatte zwar nach seinen im Einvernehmen mit der Reichsbahndirektion Osten durchgeführten Untersuchungen festgestellt[5]), daß die Tone in Rosengarten gar nicht so besonders schlecht seien. Sie würden auch bei vollem natürlichen Wassergehalt noch in einer Böschung 1 : 4 bis 1 : 3 stehen, bei dem nicht vorhandenen geringen Wassergehalt aber noch erheblich steiler.

Wenn man aber die gewaltigen Kräfte gesehen hat, die der Erdrutsch vom Dezember 1925 in Rosengarten ausgelöst hat (Abb. 10),[6]) so erscheint es doch bedenklich, den Eisenbahnbetrieb durch Bauausführungen zu sichern, die nur auf statischem Wege ermittelt sind. Leider wird sich der natürliche Böschungswinkel des Tones einwandfrei weder durch Rechnung noch durch Versuche ergeben. Der Böschungswinkel ändert sich ständig je nach der physikalischen Beschaffenheit der Tone und wird im Laufe

Abb. 1. Bewegungen in den Tonen während der Bauarbeiten. In der Mitte ein verdrückter Entwässerungsgraben. Rechts und links oben Abrißflächen.

der Jahre immer flacher. Wie erwähnt, spricht Pollack von einem Einschnitt, der 70 Jahre gestanden hat. Auch in Rosengarten haben sich an der Rutschstelle vom Dezember 1925 fast 15 Jahre lang keinerlei Bewegungen oder irgendwelche Anzeichen bemerkbar gemacht, bis plötzlich innerhalb ganz kurzer Zeit der Erdrutsch eintrat. Das Prüfen der früheren Rutschstellen ergab keine Unterlagen für die Wahl des Böschungswinkels. Dieses ganze Gebiet war derartig verworren und zerklüftet (Abb. 6), daß von irgendeiner bestimmten Neigung, in die sich die Tone von selbst abgeflacht haben, nicht gesprochen werden kann. Jedoch ergaben Beobachtungen, daß eine Neigung 1 : 5 derart flach ist (Abb. 5), daß Bewegungen in den Tonen keinen Einfluß mehr auf die Standsicherheit der Böschungen ausüben können. Aus diesem Grunde wurde ein Böschungswinkel 1 : 5 gewählt, wobei ursprünglich der obere Teil der Böschungen nach den Vorschlägen von Krey 1 : 3 oder 1 : 4 angelegt werden sollte. Während der Bauausführung wurde aber diese Absicht wieder aufgegeben, um ja keinerlei Möglichkeiten für zukünftige Gefährdungen zu schaffen. Auch zeigte sich an diesen Stellen der Ton bereits so weit verwittert, daß er stärker abgeflacht werden mußte. Bei diesem Abflachen wurde gleichzeitig der wesentliche Vorteil erzielt, daß der Belastungsdruck auf die Böschung stark vermindert werden konnte, was ebenfalls von erheblichem Einfluß auf den natürlichen Böschungswinkel der Tone und damit auf die Standfestigkeit der Böschung war. Selbstverständlich wurden auch noch weitere Sicherheitsmaßnahmen angewendet, wie sie bereits in der „Bautechnik“ 1927, S. 253, erwähnt sind und nachher noch weiter beschrieben werden sollen.

So natürlich wie sich die Wahl der Bauausführung, nämlich das Abflachen, ergeben hatte, um so schwieriger war es, diese Gedanken in die Tat umzusetzen. Nachdem es Ende September 1926 gelungen war, die verschüttete Strecke so weit freizumachen, daß die Züge die alten Streckengleise wieder benutzen konnten, wurde mit den eigentlichen Bauarbeiten begonnen, die Herrn Reichsbahnrat Martin Herrmann übertragen wurden. Bei dem verwitterten Zustande, in dem sich die Tone in dem ganzen Einschnitt befanden, wurde die Bauleitung beinahe täglich vor neue Aufgaben gestellt. Je mehr die Tone freigelegt wurden, desto schneller verwitterten sie, so daß es fast zu einem Wettrennen kam zwischen dem Baufortschritt und dem Einwirken der Natur. Es kam darauf an, die Baustelle so einzurichten und den Baufortschritt so zu beschleunigen, daß das Abflachen dem Verwittern der Tone vorauseilte (Abb. 1). Selbstverständlich war hierbei gelegentliches Nachrutschen nicht zu vermeiden. Es handelte sich aber nur um Vorgänge, wie sie auf jeder größeren Erdbaustelle eintreten, solange der richtige Böschungswinkel noch nicht angelegt und die Vorflut geregelt ist. Sie haben aber mit der Frage, ob die festgestellte Ursache der Rutschungen sowie die gewählte Bauweise richtig sind oder nicht, durchaus nichts zu tun. Auch die während des Freilegens der verschütteten Strecke eingetretenen Nachrutschungen des im Dezember 1925 in Bewegung geratenen Erdkörpers zeigen keinerlei Merkwürdigkeiten und geben keinen Anlaß zu irgendwelchen Schlußfolgerungen. Wie schon in der „Bautechnik“ 1927, S. 252 angegeben, mußten sie ganz selbstverständlich eintreten, sobald die für das Freilegen der Strecke eingesetzt gewesene Bauleitung den Baufort-

[2]) „Über Rutschungen im Glazialen und die Notwendigkeit einer Klassifikation loser Massen“, Jahrbuch der Geologischen Reichsanstalt in Wien 1917, Bd. 67, 3. u. 4. Heft, S. 435.

[3]) Zentralbl. d. Bauverw. 1920, Heft 18, S. 113.

[4]) Terzaghi, „Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage,“ Leipzig und Wien 1925, Fr. Deuticke, und Krey, „Erddruck, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes,“ 3. Auflage, Berlin 1926, Wilhelm Ernst & Sohn.

[5]) Krey, „Rutschgefährliche und fließende Bodenarten“, „Die Bautechnik“ 1927, Heft 35, S. 489.

[6]) Vergl. auch Abb. 5 u. 5a, „Die Bautechnik“ 1927, S. 224.

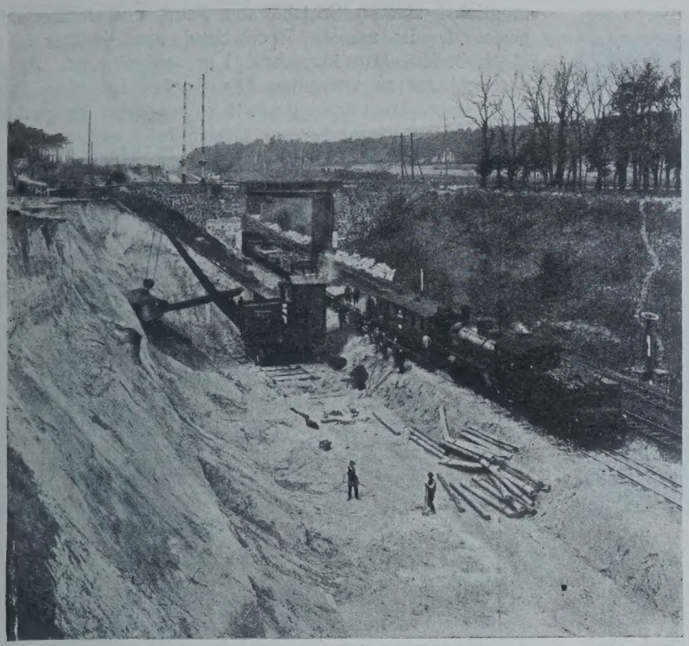


Abb. 2. Die Tone sind beim Beginn der Bauarbeiten im Jahre 1910 so fest, daß sie fast senkrecht stehen.

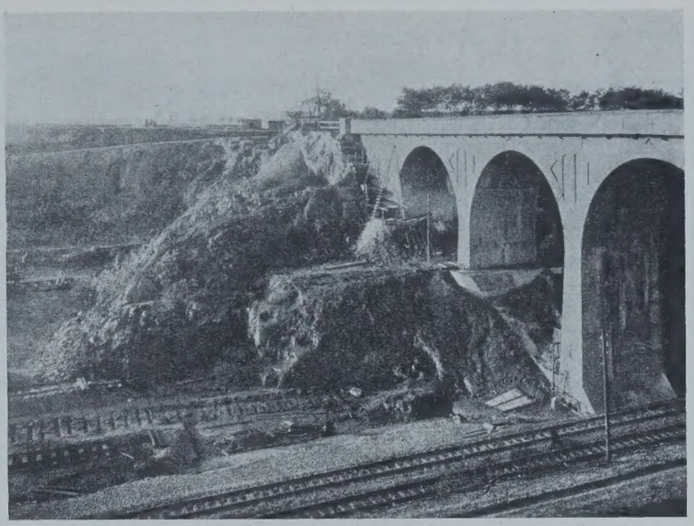


Abb. 3. Erdarbeiten an der hohen Lichtenberger Brücke. Am Fuß der Brücke stehen die Tone noch fast senkrecht, links davon abrutschende Tone, ganz links Beginn des Abflachens.

schritt nicht so regelte, daß unten weniger abbefördert wurde als oben. Im umgekehrten Falle wurde naturgemäß der Gleichgewichtszustand des abgerutschten Erdkörpers immer von neuem gestört, was ohne weiteres einen neuen Gleichgewichtsausgleich zur Folge hatte, d. h. eine erneute Bewegung. Es ist also sogar falsch, diese Vorgänge als Nachrutschungen zu bezeichnen.

Die Hauptschwierigkeit bereitete der ständig wechselnde Zustand der Tone. Bei trockener Witterung sind sie so fest, daß sie nur mit der Picke gelöst werden können. Teilweise führte auch dies nicht zum Ziel, es mußte sogar gesprengt werden. Die Tone standen fast senkrecht (Abb. 2). Bei feuchter Witterung dagegen verloren die Tone jede Standfestigkeit und flossen breiartig auseinander. Zu diesen Zeiten gerieten die Bagger und Bauzüge in die größte Gefahr des Abrutschens, die Schmalspurgleise waren kaum zu halten. Das Verwenden von Baggern war überhaupt nur möglich dank der neuzeitlichen Ausgestaltung als Raupenschlepperbagger (Abb. 4). Das vorerwähnte Wettrennen zwischen dem Baufortschritt und dem Einwirken der Natur zeigte sich besonders an der hohen Lichtenberger Brücke bei km 74,3 unmittelbar westlich der Rutschung vom Dezember 1925. Während der Bauarbeiten gerieten auch an der Brücke die Tone in Bewegung (Abb. 3). Sie mußten daher so schnell als möglich abgetragen werden, wobei gleichzeitig der Sandkegel zum Schutze der Brücke zu schütten war, um eine Gefährdung der Brücke zu vermeiden. Auch hinter der Brücke, in ihrer Längsachse, mußten die Tone beseitigt werden (Abb. 4). Da die Böschungskegel bei ihrer großen Höhe von über 20 m erhebliche Bodenmassen enthalten, waren bei dem Sacken Bewegungen zu befürchten, die sich vielleicht sogar nach den am Kegelfuß liegenden Betriebsgleisen fortsetzen hönnten. Zu diesem Zweck wurde den Kegeln ein Fuß durch Futtermauern gegeben, die aber ihren Zweck erfüllt haben, sobald das Sacken der Sandmassen beendigt ist.

Von vornherein hatte die Reichsbahndirektion ihre Untersuchungen keineswegs auf die Rutschstelle vom Dezember 1925 allein beschränkt. Es war selbstverständlich klar, daß nunmehr durchgreifende Arbeit getan werden mußte. Jetzt mußte der ganze Einschnitt gesichert werden. Wenn auch westlich der Rutschstelle 1925 noch keinerlei Gefahren zu erkennen waren, so erschien doch Vorsicht geboten, zumal auch schon das erste geologische Gutachten von 1912 den Einschnitt fast in seiner ganzen Länge als gefährdet bezeichnet hatte. Es war daher nur eine Frage der Zeit, wann auch dort sowie am Ostende des Einschnitts das Morschwerden der Tone soweit fortgeschritten sein würde, bis sie ihre Standfestigkeit verlören. Infolgedessen wurde in dem ganzen Einschnitt von 2 km Länge gleichzeitig gearbeitet. Der Boden wurde mit Kleingerät abbefördert und größtenteils an beiden Enden des Einschnitts ausgesetzt, ein kleinerer Teil wurde auf einem vollspurigen Baugleis in Arbeitszüge verladen.

Abb. 4. Neuzeitlicher Bagger beim Abgraben hinter der Lichtenberger Brücke. Die Tone stehen fast senkrecht.

Wenn auch die Tone, soweit sie verwittert vorgefunden wurden, weitgehend beseitigt wurden, so mußten darüber hinaus noch Vorkehrungen getroffen werden, um auch für die Zukunft physikalische Veränderungen der Tone zu verhindern und die Einflüsse des Verwitterns möglichst fernzuhalten. Die wichtigste Sicherheit gegen zukünftiges Quellen der

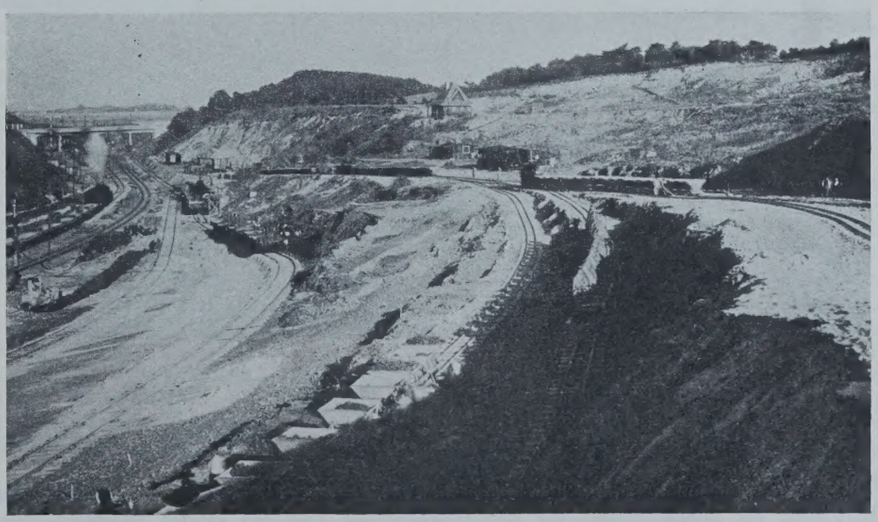


Abb. 5. Beginn der Abflachungsarbeiten auf 1 : 5 mit Blick nach Osten auf den Bahnhof Rosengarten. Im Vordergrunde fast senkrecht stehende Tone.

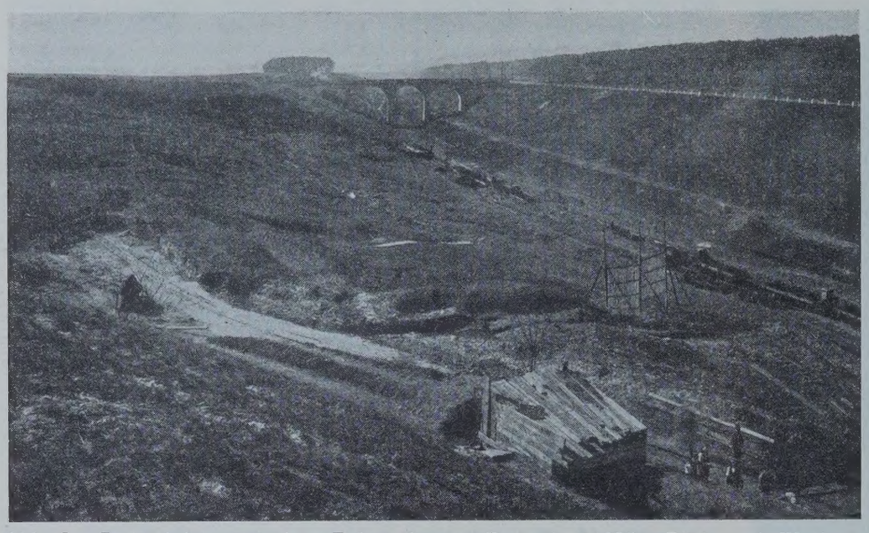


Abb. 6. Zustand kurz vor dem Erdrutsch vom Dezember 1925. Blick nach Westen. Im Vordergrunde das zerklüftete Gebiet der früheren Rutschungen mit den Entwässerungsanlagen. Unmittelbar vor der Brücke links steht die Dezember 1925 abgerutschte Böschung 1 : 1,5. Dieselbe Steigung auch hinter der Brücke. Rechts das für das Umfahrungsgleis benutzte Planum, das etwa 6 m höher als die Streckengleise liegt.

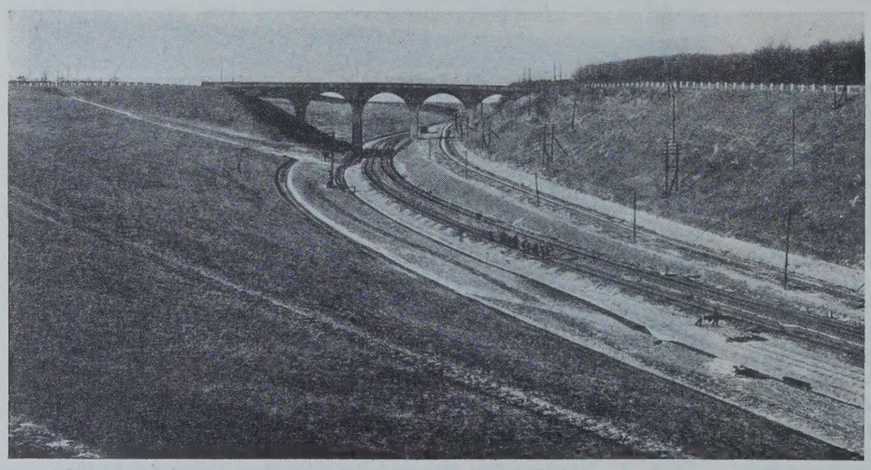


Abb. 7. Nach Beendigung der Bauarbeiten derselbe Blick wie Abb. 5. In der Mitte links der Streckengleise die Planumverbreiterung mit den befestigten Gräben an beiden Seiten. Rechts das höher als die Streckengleise liegende Umfahrungsgleis und Befestigungen des Böschungsfußes. Um die Brücke der Sandkegel, hinter ihr die westlichen Abflachungen.

Abb. 8. Fertigstellung der Bauarbeiten, Blick von Westen. Rechts oben die steiler gehaltene, in Sand anstehende Böschung. Um die Brücke der Sandkegel mit der Futtermauer an seinem Fuß. Hinter der Brücke der östliche Teil der Abflachungen. Links eine kleine Futtermauer als Böschungsfußbefestigung.

Tone und daraus entstehende Rutschungen liegt in diesem Schutze. Das Einwirken der Niederschläge, der Sonnenbestrahlung und des Frostes auf die Tone ist in der „Bautechnik" 1927 Heft 17, S. 251 geschildert. Gegen diese Einflüsse wurden die Tone durch Überdecken mit einer möglichst starken Schicht aus Sand und Mutterboden gesichert. Es wurden 70 cm Sand und darüber 30 cm Mutterboden, also insgesamt 1 m, aufgebracht. An die Auswahl des zu verwendenden Sandes brauchten keine besonderen Ansprüche gestellt zu werden. Es genügte, wenn er nicht irgendwelche Bestandteile enthielt, die zu Rutschungen Anlaß geben oder einen Abfluß etwa eingedrungenen Wassers stören könnten. Das geologische Gutachten führte über die Sande im Einschnitt aus, daß das Verhalten der ganz in Sand angelegten Böschungen gezeigt habe, daß die Sande keine Neigung zu Rutschungen hätten. Bei dem gewöhnlichen Böschungswinkel 1 : 1,5 seien sie standfest. Es erübrigte sich also das Beschaffen des Sandes von anderen Orten. Ein großer Teil der erforderlichen Sandmengen wurde beim Abflachen selbst gewonnen, da die den Tonen auflagernden Schichten entfernt werden mußten. Diese Mengen reichten jedoch nicht aus, weshalb im westlichen Teil des Rutschgebietes auch die Böschungen abgeflacht wurden, die nach der geologischen Karte in Sand anstehen. Das Abflachen dort ist also nicht durch die Gefährlichkeit der Tone bedingt. Im oberen Teil ist die Böschung an dieser Stelle auch steiler gehalten, sie steht 1 : 3.

Als eine noch wichtigere Schutzmaßnahme ist der Mutterboden über der Sandschicht anzusehen. Er soll das Eindringen von Oberflächenwasser verhindern. Das Wasser soll vielmehr in einer für die Tone ungefährlichen Weise auf der Erdoberfläche ablaufen. Zu diesem Zweck hat der Mutterboden eine dichte Grasnarbe erhalten, die sorgfältig gepflegt wird. Das Beschaffen des Mutterbodens verursachte keine Schwierigkeiten, zumal auch an ihn keine besonderen Ansprüche zu stellen waren. Er konnte auf den Feldern und Wiesen in der Nachbarschaft gewonnen werden. Wegen des Bearbeitens des Mutterbodens und Herstellens der Grasnarbe wurde mit der Forschungs-Gesellschaft für Landwirtschaft in Landsberg (Warthe) in Verbindung getreten. Nach Vorschlägen im Jahre 1926 und einem Gutachten vom 27. Oktober 1928 wird im Frühjahr, etwa Anfang März, und Ende Juni nach dem ersten Futterschnitt mit Stickstoff gedüngt, im November mit Kali und Phosphorsäure, und zwar werden auf je $^1/_4$ ha gebraucht 1 Zentner Leunasalpeter mit 60 Pfund Kalksalpeter bezw. 3 Zentner Thomasmehl mit $1^1/_2$ Zentner 40 %igem Kalisalz. Das Düngen selbst geschieht mit einer Düngerstreumaschine. Regelmäßig im Frühjahr und Herbst jedes Jahres wird die Böschung mit einer schweren glatten Walze, die auf 1 m Arbeitsbreite ein Gewicht von etwa 20 Zentner hat, abgewalzt. Die Hauptsache bei dem Verwenden dieser Walze sowie der Düngerstreumaschine ist, daß keinerlei Spuren oder Vertiefungen in der Grasnarbe bleiben. Diese müssen jedesmal sorgfältig wieder beseitigt werden. Je dichter aber die Grasnarbe im Laufe der Jahre wird, desto weniger werden derartige Schäden auftreten. Bei dem ersten Abwalzen wurden die Pferde mit Moorschuhen versehen, wovon aber wieder Abstand genommen werden mußte, da sich die Pferde infolge der Schuhe leicht die Haut durchscheuern. Für die Aussaat werden auf je $^1/_4$ ha verwendet je 4 Pfund Knaulgras, Glatthafer und Wiesenrispe, 6 Pfund deutsches Weidelgras, 3 Pfund ausländischer Rotschwingel, 1 Pfund Weißklee, $^1/_2$ Pfund Hornschotenklee und 2 Pfund Gelbklee. Die Nutzung der Böschungsflächen soll bis auf weiteres in eigenem Betriebe geschehen, zumal das ganze Gebiet im Eigentum der Reichsbahn steht. Es wird versucht, zwei Heuschnitte von der Fläche zu gewinnen, den ersten Anfang Juni, den zweiten Mitte August. Die Entscheidung, ob auch in Zukunft ausschließlich Mähnutzung beibehalten werden soll, oder ob auch ein Verpachten oder Weidenutzung in Frage kommt, kann erst in späteren Jahren getroffen werden, je nachdem wie sich die Grasnarbe entwickelt hat. Ausschlaggebend für die Grasnarbe war die Forderung, daß die Gräser und Pflanzen nicht so tief wurzeln dürfen, daß sie durch die Wurzelröhren dem Wasser Zutritt zu den Tonen geben können.

Diese Vorkehrungen für ein Abführen des Oberflächenwassers ohne Gefährden der Tone genügten aber noch nicht. Ein Zuströmen von Wasser aus dem Hintergelände sollte möglichst verhindert werden. Daher wurden die Straßengräben oberhalb der Böschung durch besondere Rohrleitungen

in den Einschnitt entwässert. Ferner wurden alle Kehlen, die beim Übergang von flacher Neigung zu steilerer entstehen, ausgepflastert, wie z. B. am Fuße der Böschungskegel um die hohe Lichtenberger Brücke. Selbstverständlich wurden auch alle zutage getretenen Wasseradern mit besonderen Rohrleitungen gefaßt. In dem ganzen Gebiet von etwa 2 km Länge wurden aber nur drei Quellen angeschnitten, die jedoch wegen ihrer geringen Ergiebigkeit unschädlich sind und außerdem außerhalb der früheren Hauptrutschgebiete liegen.

Von dem ursprünglich vorgesehenen Randgraben an der Böschungsoberkante wurde jedoch Abstand genommen, da es sich bei der Bauausführung zeigte, daß die Böschungsoberkante so weit zurücktrat, daß von ihr aus das Gelände fast vollständig entgegengesetzt zum Einschnitt abfällt. Aus dem Hintergelände kann also kaum Oberflächenwasser zulaufen. Soweit jedoch die Böschungsoberkante in Sand ansteht, wurde auf dem Sande eine unterirdische Entwässerungsleitung verlegt, und zwar beiderseits anschließend an die hohe Lichtenberger Brücke. Der Graben über der Leitung wurde mit Steinen verfüllt, damit er nicht verschlammen kann, was sonst bei Schlacke stets zu befürchten ist. Am Fuße der Böschung wurde der Bahngraben mit Betonschalen ausgelegt, wobei an der Rutschstelle vom Dezember 1925 sogar ein doppelter Graben vorgesehen wurde. An dieser Stelle wurde das Planum um etwa 15 m verbreitert und in eine Neigung 1 : 10 gelegt. An beiden Seiten dieses Planums befindet sich je ein befestigter Graben. Diese Planumverbreiterung wurde hauptsächlich durch die Aufräumungsarbeiten an dieser Stelle bedingt. Damals schon rückte der Böschungsfuß zurück. Bei den Bauarbeiten selbst wurde das Verbreitern durchgeführt, um einerseits den Böschungsdruck auf das Planum an dieser Stelle zu vermindern, anderseits um ein Auffanggelände zu schaffen, falls sich doch noch einmal wider Erwarten Bewegungen in dem Ton zeigen sollten. Die Grabenbefestigungen, teils Betonschalen, teils offene Betonrohre oder Abpflasterungen und Betonmauern, wurden fast bis zum Ende der nach Osten anschließenden Gefällstrecken durchgeführt. Dieses hat sich besonders in dem letzten so überaus strengen Winter bewährt, indem Frostbeulen, die sonst auch schon in weniger harten Wintern auftraten, ausblieben.

In dem Einschnitt wurde unter dem Bahngraben noch eine zuerst 40 cm, nachher 50 cm starke Leitung aus durchlochten Tonrohren verlegt, die alles Wasser in dem Planum aufsaugen soll. In diese Leitung wurden auch alle vorerwähnten Entwässerungsleitungen eingeführt, damit die Bahngräben möglichst entlastet werden. Deswegen geht auch die Leitung am Ende des Einschnitts in Eiprofile 70/105 cm und 80/120 cm über. In sämtlichen Rohren wurden Kupferdrähte verlegt, um an ihnen Geräte zum Reinigen der Leitungen durchziehen zu können. Selbstverständlich wurden zahlreiche Einsteigeschächte, besonders an den Knickpunkten, angeordnet, damit nicht nur das Reinigen der Leitungen, sondern auch das Überwachen des Wasserabflusses erleichtert wird. Auf die Vorflut ist also in dem ganzen Gebiet der größte Wert gelegt worden. Überall wird das Wasser auf dem kürzesten Wege abgeleitet, und die Durchflußweiten sind so groß als möglich gewählt. Jede Stauung ist vermieden und jede Senke entwässert. Vor allem ist darauf gesehen, daß das Wasser nirgends Gelegenheit findet, auf die Tone zu gelangen.

Ferner wurde darauf geachtet, daß sich die Böschungen überall dort auf einen kräftigen Fuß stützen können, wo die früheren Neigungen beibehalten wurden. Teilweise wurden kleinere Futtermauern gebaut, teilweise wurde der Böschungsfuß abgepflastert.

Zur Beseitigung der Rutschgefahr im Rosengartener Einschnitt sind rd. 700 000 m³ feste Bodenmassen abbefördert worden. Außerdem sind rd. 100 000 m³ Sand gewonnen und in 70 cm Stärke auf den Böschungen als Schutz aufgebracht. 170 000 m² oder rd. 7 Morgen sind mit einer 0,30 m starken Schicht Mutterboden abgedeckt. Zur Grabenbefestigung sind rd. 3,1 km Sohlschalen, rd. 770 m fertige Betonrinnen verlegt, rd. 1,15 km Betongrabenrinnen hergestellt und rd. 670 m Pflastergräben ausgeführt. Der Böschungsfuß ist auf 870 m Länge abgepflastert und auf 410 m Länge durch Betonstützmauern gesichert. Ferner sind rd. 800 m Steinrigolen angelegt. Die unterirdischen Leitungen haben eine Länge von rd. 3 km mit wechselnden Querschnitten von 15 bis 60 cm Durchm. sowie Eiprofilen 70/105 cm und 80/120 cm, in der Hauptsache 40-cm-Rohre auf 1,22 km Länge.

Bei den Erdarbeiten wurden täglich bis zu 4000 m³ geleistet. Zeitweise wurde in Doppelschichten mit 325 Arbeitern und 2 Baggern gearbeitet. Im westlichen Teil war eine Förderbahn von 5 km Länge mit 90 cm Spur verlegt, auf der 5 Lokomotiven und 100 Kippwagen von je 2 m³ Inhalt verwendet wurden. Im östlichen Teil lag auf 4 km Länge eine Förderbahn von 60 cm Spur mit 5 Lokomotiven und 120 Kippwagen von je 1 m³ Inhalt.

Nach dem Hauptkostenanschlag waren die Arbeiten auf insgesamt 6,78 Mill. R.-M. veranschlagt. Tatsächlich schließen sie mit etwa 4,1 Mill. R.-M. ab.

Aus den vorbeschriebenen Bauausführungen dürfte ersichtlich sein, daß die Arbeiten zur Beseitigung der Rutschgefahr in großzügigster und umfassendster Weise durchgeführt worden sind (Abb. 6 bis 9). Das Schlußgutachten der Geologischen Landesanstalt vom 14. Januar 1929 kommt daher zu dem Ergebnis, durch die Bauausführung sei der geologischen, physikalischen und chemischen Untersuchung der Bodenarten des Einschnittes weitgehend Rechnung getragen und den schädlichen Einflüssen und Gefahrmomenten, die in der geologischen Lagerung und bodenkundlichen Beschaffenheit des Einschnittes liegen, soweit als irgend möglich begegnet.

Die Bauausführung selbst hat gezeigt, daß das geologische Gutachten vom 20. April 1926 durchaus zutreffend ist und die Ursachen der Rutschungen klar erkannt hat. Von Natur vorhandene Gleitflächen sind in dem Ton nicht gefunden worden. An den Stellen der Rutschungen haben sie sich erst im Augenblick des Abgleitens gebildet, indem der morschgewordene Ton seine Standfestigkeit verlor. Diese Gleitflächen sind also sekundärer Natur und müssen daher nicht Gleitflächen, sondern Abrißflächen genannt werden.[7]) Weiter wurde durch den örtlichen Befund bestätigt, daß die Rutschungen nicht auf das Vorhandensein von Quellen oder Wasseradern zurückzuführen sind daß also alle früheren Versuche,

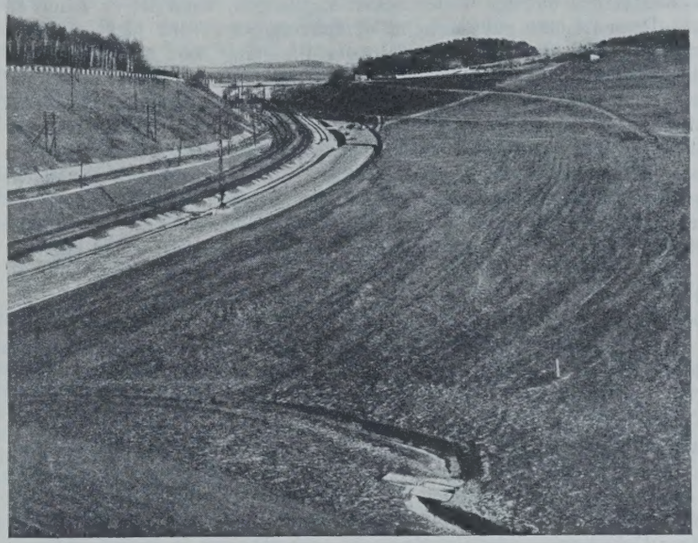


Abb. 9. Fertigstellung der Bauarbeiten. Blick von der Lichtenberger Brücke nach Osten auf das Gebiet der früheren Rutschungen und, im Vordergrunde, der vom Dezember 1925. Im Hintergrunde rechts Übergang der Böschung 1 : 5 auf 1 : 1,5. Am Fuße der Abflachung die Planumverbreiterung mit den befestigten Gräben an beiden Seiten. Ganz vorn gepflasterte Rinne am Fuße des Böschungskegels der Brücke. Ganz links das Umfahrungsgleis oberhalb der Streckengleise mit Böschungsfußbefestigung.

durch ein Entwässern der Böschungen zum Ziele zu kommen, fehlschlagen mußten.

Auch für die Annahme einer Auswirkung tektonischer Kräfte liegt kein Grund vor, da die Erscheinung örtlich ganz eng begrenzt war. Es hat vielmehr der Belastungsdruck der über dem Südhang liegenden Erdmassen bei dem morschen Zustande des Tones das Planum an der Rutschstelle vom Dezember 1925 emporgepreßt. Als damals die Böschung ihre Standfestigkeit verlor, bildete sich eine kreiszylindrische Fläche, wie sie Prof. Fellenius in Stockholm[8]) beschrieben hat. Im Planum lag die schwächste Stelle des Einschnittquerschnitts. Auf der Nordseite des Einschnitts konnte sich das Abreißen der südlichen Böschung nicht auswirken, da dort die Böschung wieder ansteigt. Infolgedessen mußte die kreiszylindrische Fläche gerade im Planum wieder an die Oberfläche kommen, wie es auch aus Abb. 4, „Die Bautechnik" 1927, S. 224 ersichtlich ist.

Zusammenfassend kann für zukünftige Bauausführungen in tonigen Einschnitten gesagt werden, daß an derartigen Stellen größte Vorsicht geboten ist. Für die Vorarbeiten und Untersuchungen muß viel mehr Zeit und damit auch Geld aufgewendet werden, als es bisher üblich war. Jedes Überstürzen kann später zu folgeschweren Unfällen und damit auch zu großen Zeit- und Geldverlusten führen. Vor allem ist auch ein stetes Zusammenarbeiten mit den Geologen erforderlich, und zwar nicht nur bei den Vorarbeiten, sondern auch später bei der Bauausführung. Vortrefflich weist hierauf das im vorigen Jahr erschienene Flugblatt der Preußischen

[7]) Vergl. „Die Bautechnik" 1927, Heft 17, S. 251.

[8]) Fellenius, „Erdstatische Berechnungen mit Reibung und Kohäsion (Adhäsion) und unter Annahme kreiszylindrischer Gleitflächen", Berlin 1927, Wilhelm Ernst & Sohn.

Geologischen Landesanstalt „Die geologische Karte und der Bauingenieur" hin. Dieses zeigt die Wichtigkeit der geologischen Karte für alle ingenieurtechnischen Vorarbeiten, die auch außerdem durch die Abteilung Geologie und Bauwesen des Museums für angewandte Geologie der Landesanstalt erleichtert werden. Auch Prof. Dr. G. Stremme von der Technischen Hochschule Danzig[9]) betont die Pflege der technischen Geologie, und zwar an den Technischen Hochschulen. Das Zusammenarbeiten von Geologen und Ingenieuren und die Wichtigkeit der praktischen Erfahrung ist der Hauptinhalt des soeben erschienenen Werkes „Ingenieurgeologie" von Prof. Redlich, Prof. v. Terzaghi u. Dr. Kampe.[10])

Ist ein tieferer Einschnitt im Ton nicht zu umgehen, so muß die Böschung möglichst flach angelegt werden und einen kräftigen Fuß erhalten. Letzteres ist nötig, um den Bestand des Bahngrabens am Böschungsfuß zu sichern und ihn gegen Verdrücken zu schützen. Aus diesem Grunde ist dieser Graben, was sich auch für alle übrigen Gräben des Gebietes empfiehlt, zu befestigen, sei es durch Auspflastern, durch Ausmauern, durch offene Betonrinnen oder durch Betonschalen. Die Hauptsache ist, das Wasser in der schnellsten und günstigsten Weise abzuführen, so daß weder Stauungen entstehen können, noch dem Wasser Gelegenheit geboten wird, an die Tone zu gelangen und auf sie einzuwirken. Wird das Wasser erst auf den Tonen selbst abgefangen, dann ist es schon zu spät. Dann ist eine physikalische Veränderung der Tone nicht mehr zu verhindern und die Standfestigkeit der Böschung wird gefährdet, was sich zwar erst im Verlaufe weiterer Jahre oder gar Jahrzehnte auswirken kann. Die Tone müssen daher auch von vornherein sorgfältig abgedeckt und gegen den Einfluß der Witterung geschützt werden. Die Grasnarbe soll den größten Teil des Niederschlagwassers den Hang hinab ablaufen lassen. Der dann noch einsickernde Rest soll einerseits von dem leicht durchlässigen Sand aufgesogen werden, anderseits in den Tonen die für ihre Standfestigkeit notwendige Feuchtigkeit festhalten. Auf sorgfältiges Unterhalten der Grasnarbe und Auswahl der richtigen Gräser und Pflanzen ist daher der größte Wert zu legen. Um von vornherein ein Einwirken der Witterung auf die freigelegten Tone zu verhindern, sind die Bauarbeiten mit größter Beschleunigung durchzuführen.

Die Hauptschwierigkeit bei diesen Arbeiten ist, wie vorstehend ausgeführt, das Ermitteln des richtigen Böschungswinkels. Es kommt darauf an, die Eigenschaften der betreffenden Bodenart, insbesondere in bezug auf Reibung und Haftfestigkeit unter verschiedenem Druck- und Wassergehalt zu erkunden, wobei zu prüfen ist, ob später mit zeitweilig größerem Durchfeuchten oder auch mit der Möglichkeit des Eindringens von Wasser zu rechnen ist. Das Feststellen des Reibungswinkels durch die natürliche Böschung ist aber nur bei reinem trockenen, nicht haftendem Sand mit einiger Genauigkeit möglich. Sonst ist noch Haftung zu berücksichtigen; denn nicht nur Reibungskräfte halten die Stoffe in der Böschungsneigung. Die Haftung kann sogar von ausschlaggebender Bedeutung sein, wenn sie die Reibung überwiegt. Auch ändert sich der Sättigungsgrad. Bei den Untersuchungen in der Versuchsanstalt ist in erster Linie zu beachten, daß die Natur doch nicht völlig nachgeahmt werden kann. Der zu untersuchende Ton wird aus seinem Zusammenhang gerissen und ohne das Einwirken seiner Umgebung geprüft, was insbesondere in bezug auf Feuchtigkeit und Dichtigkeit von größter Bedeutung ist. Vor allem aber kann die Versuchsanstalt die Stoffe nicht dem Zeitablauf aussetzen. Wie ausgeführt, ändert sich gerade bei den Tonen der natürliche Böschungswinkel im Laufe der Jahre, so daß dieser Zeitablauf für die Standfestigkeit eine nicht zu bestimmende Größe ist.

So dankenswert daher auch die Arbeiten der bisherigen Forschungsstätten in Deutschland, der Herren Prof. Franzius in Hannover und Kögler in Freiberg (Sachsen) sowie insbesondere die auf dem Gebiete der Rutschungen des verstorbenen Prof. Krey in Charlottenburg sind, werden sie doch die praktischen Erfahrungen nicht ersetzen können.

Daher können auch wir uns nur dem Bericht des unter Leitung des Herrn Prof. Fellenius in den Jahren 1914 bis 1922 tätig gewesenen Geotechnischen Ausschusses der Schwedischen Staatsbahnen[11]) anschließen, daß der beste Weg für eine erfolgreiche Arbeit der wäre, die zu untersuchenden Fälle mit denen zu vergleichen, bei denen die Standfestigkeit bekannt ist, und möglichst viele erläuternde Beispiele zu bringen. In Deutschland fehlte es bisher an einer Sammlung früherer Erfahrungen. Ein jeder Baubeamte behielt seine Erfahrungen möglichst für sich — vermutlich weil vielfach gleich die Schuldfrage aufgerollt wurde —, weshalb

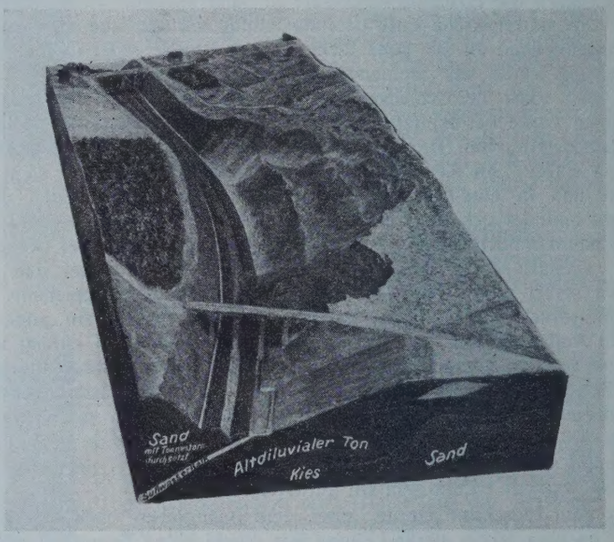


Abb. 10. Modell des Rosengartener Einschnitts. Blick nach Osten. Vor der Brücke der Zustand nach Vollendung der Bauarbeiten mit der auf 1 : 5 abgeflachten Böschung und dem Böschungskegel um die Brücke. Unmittelbar hinter der Brücke die Rutschung vom Dezember 1925. Dahinter das Gebiet der früheren Rutschungen. Ganz links oberhalb der Streckengleise das Umfahrungsgleis.

immer wieder von neuem Lehrgeld bezahlt werden mußte. Neuerdings wird aber auch diesem Mangel durch den Ausschuß der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen und die Forschungsgesellschaft an der Technischen Hochschule in Charlottenburg abgeholfen werden, so daß derartigen Gefahren und Kosten, wie sie in dem Einschnitt bei Rosengarten entstanden sind, in Zukunft vorgebeugt werden kann.

Die Reichsbahndirektion Osten hat ihre Erfahrungen in einer umfangreichen Bildersammlung sowie in einem, gemeinsam mit der Geologischen Landesanstalt 1927 angefertigten Modell (Abb. 10) festgehalten, von dem sich je ein weiterer Abguß in Berlin in dem Verkehrs- und Baumuseum sowie im Museum der Geologischen Landesanstalt befinden. Selbstverständlich kann dieses Modell nur einen Ausschnitt des Gebietes zeigen. Zu allen Schlußfolgerungen, insbesondere in bezug auf die Linienführung, ist außerdem das Studium der geologischen Karte und der geologischen Profile unerläßlich.

[9]) Stremme: „Die Organisation des Geologendienstes bei den Eisenbahnverwaltungen", Verkehrstechnische Woche 1923, Heft 37 u. 38, S. 278.

[10]) Berlin 1929, Verlag von Julius Springer.

[11]) Guttstadt, „Der Geotechnische Ausschuß der Schwedischen Staatsbahnen 1914 bis 1922", „Die Bautechnik" 1928, Heft 23 u. 27, S. 312 u. f.

Anleitung[1]) für die Bauüberwachung von Stahlbauwerken auf der Baustelle.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. **Kommerell**, Berlin.

Die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft hat diese Drucksache durch Verfügung der Hauptverwaltung 82 Rvü 18 vom 20. Juli 1929 bei ihren Dienststellen eingeführt. Damit ist für die Ausführung von Stahlbauwerken ein weiteres wichtiges Glied der ansehnlichen Kette von Vorschriften angefügt. Was nützen alle Vorschriften über das Berechnen, Entwerfen und Verdingen von Bauwerken, wenn das letzte Glied — nämlich die Bauüberwachung — fehlt? Daraus geht klar hervor, daß durch das Erscheinen dieser Vorschriften eine wesentliche Lücke ausgefüllt wurde und daß die neuen Vorschriften in ihrer Bedeutung den anderen Vorschriften nicht nachstehen.

Die neuen Vorschriften, die — wie der Titel sagt — mehr als Anleitung und als Belehrung dienen sollen, sind in folgende Abschnitte eingeteilt:

A. Einleitung. Die Bauleitung und Abnahme der Stahlbauwerke liegt in den Händen der Vorstände der Betriebs- und Neubauämter. Die Oberaufsicht haben die Dezernate für Brücken- und Ingenieurhochbauten bei den Reichsbahn-Direktionen. Bei besonders wichtigen und schwierigen Bauwerken werden für die ständige örtliche Bauüberwachung besonders befähigte und erfahrene Beamte bestellt. Der Bedienstete für die örtliche Bauüberwachung heißt Bauaufsichtsbeamter; er hat sich mit den einschlägigen, namentlich aufgeführten Vorschriften eingehend vertraut zu machen. Es sind dies die Vorschriften für die Entwurfsbearbeitung, die Verdingung, die Abnahme der Baustoffe,

[1]) Die „Anleitung" ist im Verlage von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8, erschienen.

die Überwachung in den Brückenbauanstalten, die Vorschriften für Gerüste, die Vorschriften für die „Umgrenzung des lichten Raums“ und schließlich die Farbvorschriften.

B. Allgemeines. An der Hand der zur Ausführung genehmigten Entwurfzeichnungen — Werkstattzeichnungen, Gerüstzeichnungen — muß der Bauaufsichtsbeamte alle Einzelheiten des Bauwerks eingehend studieren. Auf die sorgfältige und gewissenhafte Führung des Tagebuchs wird größter Wert gelegt.

C. Gerüste. Wenn auch der Unternehmer die Verantwortung für die Gerüste zu tragen hat, so ist doch anderseits dem Bauaufsichtsbeamten zur Pflicht gemacht, den Organen des Unternehmers weitgehend mit Rat und Tat zur Seite zu stehen, damit Unfälle vermieden werden.

D. Aufstellung und Zusammenbau. Hier sind nun genaue, ins Einzelne gehende Vorschriften gegeben, wie die Bauwerkteile abgeladen, gelagert und zur Baustelle gebracht werden sollen. Alles ist darauf abgestellt, Unfälle zu vermeiden, die Bauteile vor vorübergehender und dauernder Beschädigung zu schützen und darüber zu wachen, daß keine Bauteile eingebaut werden, die nicht vorher ordnungsgemäß abgenommen und in allen ihren Einzelheiten gewissenhaft untersucht sind. Auch ist genau ausgeführt, wie vorgegangen werden muß, damit die planmäßige Form des Ganzen erzielt wird, und wie etwaige Unstimmigkeiten zu beseitigen sind.

E. Aufreiben und Nieten. Dieser Abschnitt ist besonders ausführlich behandelt, damit der endgültige Zustand nach dem vorübergehenden Zustande möglichst einwandfrei und sicher herbeigeführt wird.

F. Nachprüfung. Vom Bauaufsichtsbeamten wird verlangt, daß er Niederschriften darüber macht, daß alle Einzelheiten, Knotenpunkte, Anschlüsse, Stoßdeckungen usw. mit den Werkzeichnungen genau übereinstimmen und daß alle Niete auf ihr festes Sitzen nachgeprüft sind.

G. Reinigen und Anstrich. Hier ist besonders auf die „Vorschriften für die Lieferung von Farben und die Ausführung von Anstrichen für Eisenbauwerke“ hingewiesen. Der Bauaufsichtsbeamte muß darüber wachen, daß unter keinen Umständen auf nasse oder feuchte Flächen gestrichen wird. Auf einen guten Grundanstrich (Bleimennige) ist ganz besonderer Wert zu legen. Von den zur Baustelle gelieferten Farben müssen dauernd Farbproben, und zwar auch aus den kleinsten Gefäßen zur chemischen Untersuchung entnommen werden.

H. Verkitten. Alle Fugen müssen sorgfältig verkittet werden. Nach einem Regen ist zu untersuchen, ob nirgends das Wasser stehenbleibt.

I. Auflagerung. Sehr wichtig ist, daß sich der Bauaufsichtsbeamte davon überzeugt, daß die Maße für die Auflager stimmen und daß die Aufstellungstemperatur bei ihrem Einbau berücksichtigt wird. Eingehende Vorschriften sind über das besonders wichtige Unterstopfen der Lagerteile gegeben.

K. Ausrüstung. Die Ausrüstung großer Bauwerke hat, wenn nicht sachgemäß ausgeführt, schon viel Unheil angerichtet, die Bauaufsichtsbeamten werden es besonders begrüßen, daß ihnen für diese wichtigen Vorgänge Hinweise gegeben worden sind.

L. Verantwortlichkeit des Bauaufsichtsbeamten. Wie in anderen Vorschriften, so auch in dieser, hat die Deutsche Reichsbahn besonderen Wert darauf gelegt, daß jedem Beamten scharf vor Augen gehalten wird, für was er im einzelnen verantwortlich ist. Eine solche Abgrenzung ist äußerst wichtig, damit nicht ein Beamter sich immer auf einen anderen verläßt.

Aus dieser kurzen Inhaltsübersicht dürfte die Wichtigkeit der neuen „Anleitung“ hervorgehen, und es ist zu hoffen, daß das Bestreben der Deutschen Reichsbahn, die kostspieligen Bauwerke mit möglichster Vollkommenheit auszuführen, durch die neuen Vorschriften verwirklicht wird.

Vermischtes.

Die Wasserversorgung von London. Bis gegen Ende des 13. Jahrhunderts entnahmen die Bewohner von London das Wasser, das sie verbrauchten, aus der Themse oder aus Brunnen. 1285 wird zum ersten Male, so berichtet Engineering, eine Leitung aus Bleirohren erwähnt; sie führte Wasser aus dem Tyburn, einem Flüßchen, das an dem damaligen London im Nordwesten und Westen vorbeifloß und bei dem heutigen Chelsea in die Themse mündet, nach der City. Hölzerne Wasserleitungen mögen schon vorher bestanden haben. Das erste Pumpwerk wurde 1582 errichtet; es drückte Wasser nach Häusern in der Nähe von London Bridge. 1613 wurde das erste Speicherbecken gebaut, und zwar durch Absperrung des New River, eines 45 km langen künstlichen Wasserlaufs. Bei diesem heute noch vorhandenen Becken steht das Gebäude der Behörde, die jetzt für die Wasserversorgung von London verantwortlich ist, des Metropolitan Water Board. Anfang des 18. Jahrhunderts wurde eine Gesellschaft gegründet, die den Stadtteil Westminster mit Wasser versorgte; sie entnahm es der Themse bei Chelsea. Andere ähnliche Unternehmen folgten ihrem Beispiel, und als im Jahre 1904 das schon genannte Wasseramt die Wasserversorgung von London einheitlich übernahm, mußte es acht Privatgesellschaften ihre Anlagen für 40 Mill. £ abkaufen. Die Tätigkeit dieser Behörde erstreckt sich über ganz London und seine Umgebung; in ihm sind die Verwaltungen all der Städte und Stadtteile vertreten, aus denen sich heute London zusammensetzt. Das Arbeitsgebiet reicht von Staines, das etwa 30 km von der Mitte von London entfernt ist, im Westen bis Dartford, das ungefähr ebenso weit davon nach Osten entfernt liegt, und von Hertford im Norden bis Westerham im Süden; die hier genannten Orte sind zum Teil selbständige Städte, aber für ihre Wasserversorgung auf London angewiesen. Die gemeinschaftliche Wasserversorgung umfaßt eine Bevölkerung von 7 Mill. Köpfen, die täglich im Durchschnitt etwa 1,2 Mill. m³ Wasser verbraucht. Das Vorratswasser wird in 49 Becken gespeichert, die zusammen eine Fläche von etwa 1100 ha bedecken und gegen 90 Mill. m³ Wasser fassen; 92 Behälter mit einem Fassungsraum von etwa 1,5 Mill. m³ dienen zur unmittelbaren Abgabe des Wassers an die Verbraucher. 27 Vorfilter sind vorhanden, daneben noch Sandfilter von 71 ha Fläche, ferner 75 Pumpwerke mit 272 Pumpen, zu deren Antrieb 47 268 PS nötig sind. Die Hauptleitungen in den Straßen sind etwa 11 000 km lang.

Das Wasser wird zu etwa 58 % aus der Themse, zu 25 % aus dem Lea, einem linken Nebenfluß der Themse, der etwas unterhalb Greenwich mündet, und zu 17 % aus Brunnen entnommen. Das Gelände bringt es mit sich, daß alle Entnahmestellen tief liegen und das Wasser deshalb durch dauernd laufende Pumpen gehoben werden muß.

Die Ergiebigkeit der Flüsse, deren Wasser in London verbraucht wird, schwankt stark. In einem Teil des trockenen Jahres 1921 flossen durch die Themse am Wehr in Teddington, bis wohin der Einfluß von Ebbe und Flut reicht, täglich nur 760 000 m³, während im Januar 1928 die Abflußmenge eines Tages etwa 45,5 Mill. m³ betrug. Im Flusse Lea schwankt diese Menge sogar zwischen 33 000 und 5,2 Mill. m³. Es müssen also große Speicherräume vorhanden sein, damit London in trockenen Zeiten vor Wassermangel bewahrt bleibt.

Das Niederschlaggebiet der Themse ist fast 10 000 km² groß. Von Wallingford bis Windsor ist ihr Lauf etwa 65 km lang. Auf dieser Strecke wird sie außer durch ihre Nebenflüsse auch noch durch Quellen in ihrem Bett gespeist. Der Boden besteht aus Kalk und führt bei seiner Durchlässigkeit erhebliche Mengen Wasser unter dem bekannten Londoner Ton hindurch nach dem Meere ab. Diese Menge ist erheblich größer als diejenige, die der Themse durch die Quellen im Flußbett zugeführt wird. Schon oberhalb der Gegend, in der das Londoner Wasseramt die Themse anzapft, entnehmen andere Werke Grundwasser aus der Kalkschicht durch Brunnen; der Kalk ist hier von einer 4,5 m mächtigen Kiesschicht überlagert, die ebenfalls mit Wasser gesättigt ist. Die sieben Entnahmestellen für London liegen in dem flachen Tal oberhalb Surbiton und Hampton, durch das sich die Themse in zahlreichen Windungen hinzieht. Eine dieser Stellen ist wieder aufgegeben, eine andere dient nur zur Aushilfe und ist dazu auch seit 1877 nur einmal (1921) herangezogen worden.

Der Lea-Fluß, der für die Wasserversorgung von London an zweiter Stelle steht, hat ein Niederschlaggebiet von rd. 1500 km²; er setzt sich aus sieben Armen zusammen, von denen alle bis auf einen aus der Kalkschicht herrührendes Wasser führen. Der schon genannte New River ist ein künstlicher Wasserlauf, der aus dem Lea abgezweigt ist, um das Speicherbecken in Clerkenwell zu füllen. Im Tale des Lea liegen drei Filter- und Pumpwerke, die täglich 225 000 m³ Wasser liefern.

Das Themsewasser wird in fünf Becken gespeichert, die nur 10 bis 12 m höher liegen als der Fluß. Im Tale des Lea wird das am weitesten flußabwärts gelegene Speicherbecken mit unter dem Einfluß der Schwerkraft fließendem Wasser gespeist, in die anderen drei muß das Wasser durch Pumpen gehoben werden. Der New River speist zwei Speicher durch natürliches Gefälle. Die Speicherbecken liegen alle zu tief, als daß das Wasser aus ihnen ohne künstliche Maßnahmen über das Leitungsnetz verteilt werden könnte. Das Wasser muß also zunächst in Hochbehälter gefördert werden. Diesem Heben geht ein Filtern voraus. Das Pumpwerk in Kempton Park an der oberen Themse z. B. hebt das Wasser durch eine 22 km lange Leitung von 1,07 m Durchm. in einen Ausgleichbehälter in Cricklewood, von wo es noch 6,5 km weiter auf 90 m über dem englischen Normalnullpunkt in einen 45 500 m³ fassenden Behälter in Finchley gehoben wird. Die Anlage in Kempton Park wird zurzeit erweitert, wodurch der Zwischenbehälter in Cricklewood ausgeschaltet werden soll; auch ein zweiter Behälter soll dann von Kempton Park aus durch eine 1,22 km lange Leitung gespeist werden. Das Pumpwerk Walton, ebenfalls an der Themse gelegen, fördert täglich 90000 m³ durch eine 20 km lange Leitung von 1,22 m Durchm.

Die Tiefbrunnen, die zur Versorgung von London mit Wasser dienen, liegen in der Hauptsache südlich und östlich von Deptford auf dem rechten Themseufer. Sie versorgen namentlich die dicht bevölkerten Vororte im Osten und Südosten von London. Auch dieses Wasser wird, zum Teil auf weite Entfernungen, zunächst in Speicherbehälter gehoben.

Die Becken und Behälter, in denen das Themsewasser gespeichert wird, sind so groß, daß keine Gefahr besteht, sie könnten bei längerer Trockenheit nicht ausreichen, um den infolge der fehlenden Niederschläge entstehenden Mehrbedarf zu decken. Anders dagegen in den Gebieten, die ihr Wasser aus Tiefbrunnen erhalten. Es sind daher Bauarbeiten im Gange, um das Pumpwerk Deptford zu erweitern, wodurch die Wasserversorgung von östlich, also themseabwärts gelegenen Orten, so z. B. Woolwich,

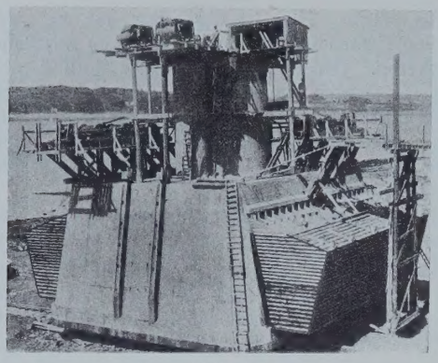


Abb. 1.

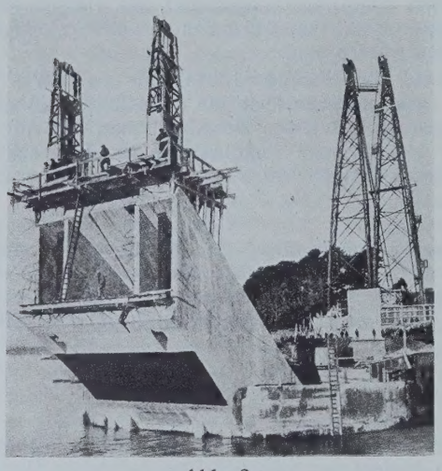


Abb. 2.

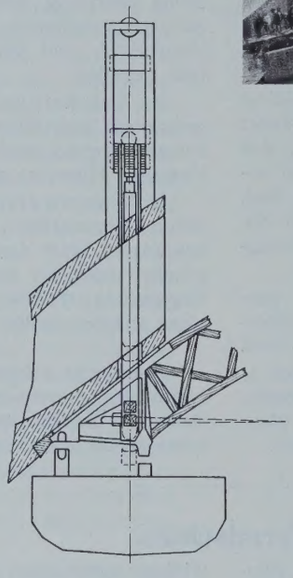


Abb. 4.

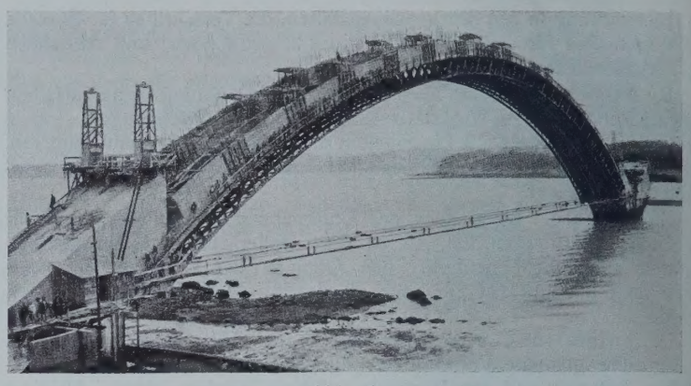


Abb. 5.

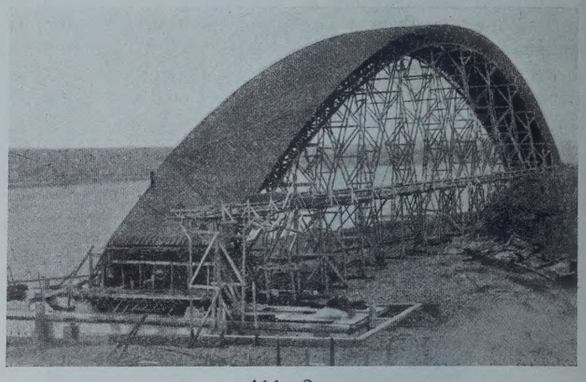


Abb. 3.

Abb. 1 bis 5. Eisenbetonbrücke über den Elorn bei Brest.

verbessert werden soll. Die Schwierigkeiten, die in dieser Beziehung bestehen, hängen zum Teil damit zusammen, daß der größte Wasserbedarf zu der Jahreszeit auftritt, in der die Niederschlagmengen am geringsten sind. Der Tagesverbrauch, den das Londoner Wasseramt decken muß, hat schon zeitweilig 1,6 Mill. m^3 erreicht, und im vorigen Sommer kam es an 23 Tagen vor, daß mehr als 1,35 Mill. verbraucht wurden. Im Jahre 1921 blieben sechs Wochen lang die Niederschläge fast gänzlich aus, die Themse wurde damals fast ausschließlich durch die Quellen in ihrem Bett gespeist. Neben der Aufgabe, in solchen Zeiten einen Ausgleich zu ermöglichen, dienen die Speicherbecken auch dazu, eine Klärung des Wassers herbeizuführen, indem sich in ihnen die feinen Schwebestoffe zu Boden setzen. Wkk.

Eisenbetonbrücke über den Elorn bei Brest. Über die Mündung des Elorn am Meerbusen von Brest wird nach einem Bericht in der Zeitschrift „La Technique des Traveaux", 1929, Nr. 6, seit 1926 am Bau einer Eisenbetonbrücke gearbeitet, die im nächsten Jahre fertiggestellt sein soll.

Drei Bogen von je 186,4 m Spannweite, deren Scheitelunterkanten etwa 36 m über dem Wasser liegen, überqueren die breite Flußmündung. Die Brücke erhält zwei Fahrbahnen, eine obere, die als eine 6 m breite Straße mit zwei Fußstegen von je 1 m gedacht ist, und darunter eine weitere Fahrbahn für eine Bahnlinie.

Die drei Brückenbogen bestehen aus dreizelligen, kastenartigen Eisenbeton-Gurten, die im Flußbett mit ihren Kämpfern auf Senkkasten ruhen, deren Form und Einbringung besonders bemerkenswert ist. Einer dieser Senkkasten ist in Abb. 1 in dem zum Einschwimmen und Versenken fertigen Zustande dargestellt.

Die Landwiderlager sind ebenso wie die mittleren Brückenstützen auf den gewachsenen Fels gesetzt. Für die Förderung der Baustoffe war in der Längsachse der Brücke eine Kabelbahn vorgesehen, die über ein 680 m frei zwischen hölzernen Pendelstützen gespanntes Kabel lief. Die hölzernen Stützen für das Förderkabel sind in Abb. 2 zu erkennen. Die gleiche Abbildung zeigt im Vordergrunde ein fertiges Endwiderlager. Nachdem in ähnlicher Form wie dieses auch die mittleren Widerlager der Bogen fertiggestellt waren, konnten die auskragenden Stümpfe dieser Widerlager zur Aufnahme des Lehrgerüstes verwendet werden.

Für die Betonierung wurde ein hölzerner Lehrbogen auf einem Gerüst an Land fertig hergestellt, der zur Betonierung aller drei Brückenbogen diente. Auf besondere Betonböcke abgestützt, die auf Schwimmkörpern ruhten, wurde der Lehrbogen zwischen die Widerlager eingefahren, wobei die Schwimmkörper bzw. die Betonböcke des Lehrbogens durch Zugseile im Abstande gehalten wurden.

Abb. 3 läßt die Herstellung des Lehrbogens, den dazu benötigten Holzverbrauch für Gerüste, sowie auch die Abstützung des verfahrbaren Lehrbogens auf den Schwimmkörpern erkennen. Die Betonböcke des Lehrbogens wurden dann, teils aufgehängt, teils gestützt, unter den Stümpfen der vorher fertiggestellten Widerlager befestigt, was wegen des zeitlich stark wechselnden Wasserstandes besondere Schwierigkeiten und eine planmäßige Arbeitseinteilung erforderte. Die Befestigung eines von dem Schwimmkörper abgelösten Bockes auf dem Vorsprung des Widerlagers ist aus Abb. 4 zu entnehmen.

Danach folgte die Betonierung der drei Gurtbogen in einzelnen Abschnitten und Schichten auf dem Lehrbogen, so daß jede untere Bogenschicht anteilig mit dem hölzernen Lehrbogen zusammen die Eigengewichte der darüber aufgebrachten Betonschichten tragen helfen mußte. In Abb. 5 ist einer der drei Betonbogen während seiner Ausführung dargestellt.

Die den örtlichen Verhältnissen geschickt angepaßte Gründung der Mittelstützen, die ingenieurtechnische Ausbildung eines einzigen, verfahrbaren Lehrbogens für alle drei Öffnungen der Brücke sowie die großzügig angelegten Einrichtungen für die Baustofförderung lassen eine Ausführungsweise modernster Art und die Entwicklungsfähigkeit der Eisenbetontechnik klar zutage treten. Zs.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: die Reichsbahnräte Dr. jur. Janz, Vorstand des R. B. A. Hof, in gleicher Eigenschaft zum R. B. A. Regensburg, Nibler, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Nürnberg, nach München als Vorstand des Reichsbahn-Neubauamts für den elektrischen Eisenbahnbetrieb, Rudolf Holzapfel, Vorstand des Reichsbahn-Neubauamts für den elektrischen Eisenbahnbetrieb in Landshut, nach Nürnberg als Leiter einer Abteilung beim dortigen R. A. W. und Panzer, Hilfsarbeiter bei der R. B. D. Ludwigshafen (Rhein), in gleicher Eigenschaft zur R. B. D. München.

Ausgeschieden: Reichsbahnoberrat Karl Sauer, zuletzt Vorstand des R. M. A. Darmstadt, infolge seiner Ernennung zum Oberregierungsbaurat im Reichsverkehrsministerium.

Gestorben: die Reichsbahnoberräte Gölsdorf, Dezernent (Mitglied) der R. B. D. Osten in Frankfurt (Oder), und Muethen, Bureaudirektor der Hauptverwaltung in Berlin, sowie der Reichsbahnoberamtmann, Rechnungsrat Brand bei der Hauptverwaltung in Berlin.

INHALT: Die Korrektion geschiebeführender Flüsse in Bayern. — Die Böschungsrutschungen im Rosengartener Einschnitt der Eisenbahnlinie Berlin—Frankfurt (Oder). — Anleitung für die Bauüberwachung von Stahlbauwerken auf der Baustelle. — Vermischtes: Wasserversorgung von London. — Eisenbetonbrücke über den Elorn bei Brest. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

7. Jahrgang | BERLIN, 13. September 1929 | Heft 40

Alle Rechte vorbehalten.

Zur Frage der Unterbringung von Großflugzeugen.

Von Ing. **Max v. Beyer-Desimon,** Wien.

Die Entwicklung des neuzeitlichen Luftverkehrs verlangt betriebsichere Flugzeugtypen größtmöglicher Tragfähigkeit; dieser Anforderung Rechnung tragend, bringt die Industrie mehrmotorige Großflugzeuge heraus. Wir sind jedoch auf diesem Gebiete heute noch in einem Anfangsstadium und können in den nächsten Jahren eine beträchtliche Steigerung der Größenverhältnisse dieses Verkehrsmittels erwarten.

Dieses heute schon begonnene, in nächster Zukunft liegende Entwicklungsbild hat verschiedene Flughafenbauer zu Studien über die Unterbringung der Großflugzeuge veranlaßt und Vorschläge gezeitigt, die zwei grundsätzlich entgegengesetzte Richtungen erkennen lassen.

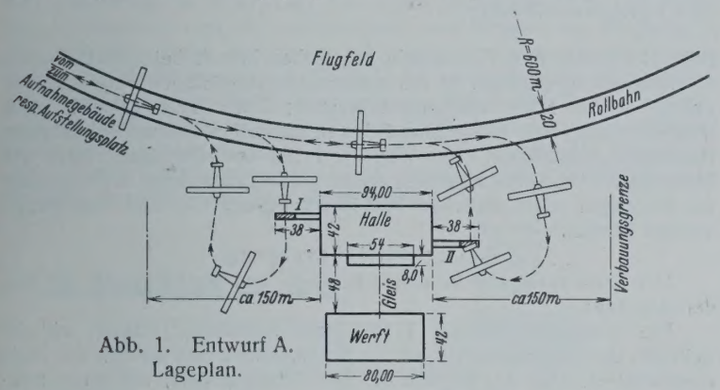


Abb. 1. Entwurf A. Lageplan.

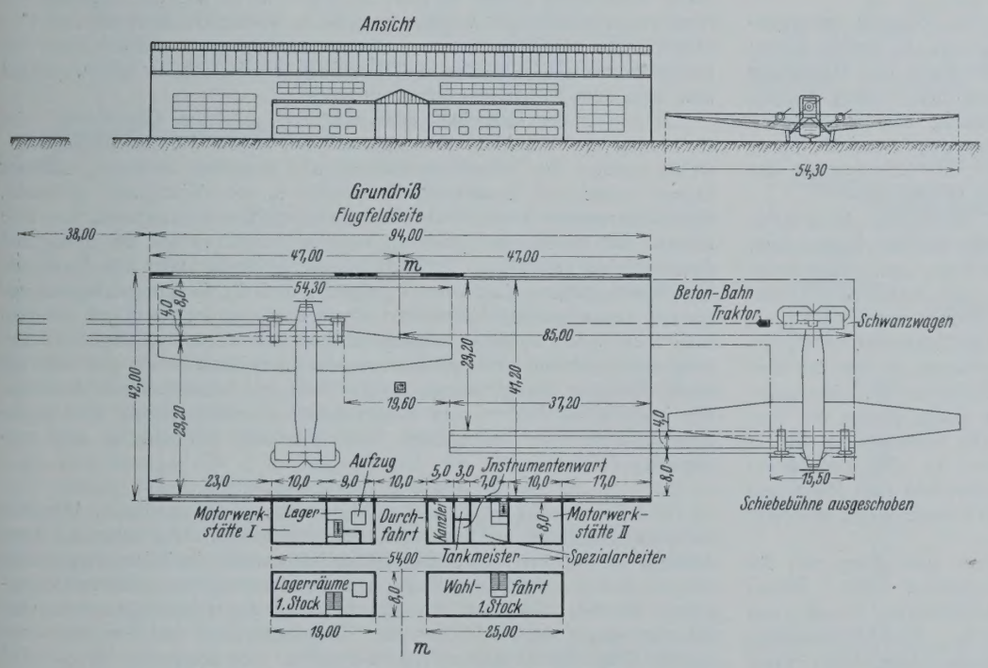


Abb. 2. Entwurf A. Ansicht und Grundriß.

Eine Seite vertritt die Ansicht, daß nun diesen Abmessungen entsprechende Großflugzeughallen für eine größere Anzahl von Apparaten zu entwerfen seien, und so ist auch eine solche Halle für den Zentralflughafen Tempelhof vorgeschlagen worden. Dazu im Widerspruche stehen jene Fachleute, die meinen, daß derartige Riesenbauten infolge ihrer hohen Kosten praktisch selten durchführbar seien und daß daher die Großflugzeuge, ähnlich Seeschiffen, stets im Freien verankert und nur zur Ausbesserung, womöglich zerlegt, in Werfthallen untergebracht werden müßten.

Beide gegensätzlichen Anordnungen können aber meiner Meinung nach nie den tatsächlichen Bau- und Betriebsverhältnissen entsprechen, denn einerseits werden wohl kaum alle, von Großflugzeugen angeflogenen Flughäfen solche Riesenbauten aufführen können, anderseits halte ich es aber praktisch für ausgeschlossen, daß selbst bei mittleren Witterungsverhältnissen die Flugzeuge ständig im Freien verbleiben, es wird sich vielmehr eine zeitweilige Unterbringung dieser Maschinen zur Vornahme der täglichen strengen Kontroll- uud Wartungsarbeiten in entsprechend ausgestatteten Revisionshallen als dringend nötig erweisen. Sind diese, oft auch während der Nachtstunden auszuführenden Arbeiten beendet, so wäre bei entsprechenden Flugzeugbauweisen nichts mehr gegen die Aufstellung und Festmachung der Apparate im Freien, auf besonders vorzusehenden Standplätzen einzuwenden. Auf Grund dieser Darlegungen gelangen nachstehend mehrere Entwürfe für Revisions- und Wartungshallen zur Besprechung.

I. Entwurf A.

Wie aus den Abb. 1, 2 u. 3 ersichtlich, wurde dem Entwurf eine Halle in den Ausmaßen von 42 × 94 m zugrunde gelegt und die seitliche Einschiebung der Flugzeuge in diese auf Schiebebühnen oder mittels Traktoren vorgesehen. Die Anordnung im Halleninnern ist derart getroffen, daß stets zwei Flugzeuge, deren Flügellängen sich zur Raumersparnis auf einer Seite teilweise überdecken, darin gleichzeitig behandelt werden können.

1. Die Haupthalle.

Die erwähnte Halle ist eine Eisenfachwerkkonstruktion mit Ziegelausmauerung auf Betonfundamenten.

Die Dachkonstruktion besteht aus einem in der Hallenlängsachse liegenden Fachwerkträger, der von einer Mittelstütze und mehreren Hauptbindern von 41,60 m Stützweite getragen wird, und einem System von leichteren Zwischenbindern von 20,80 m Stützweite, die einerseits

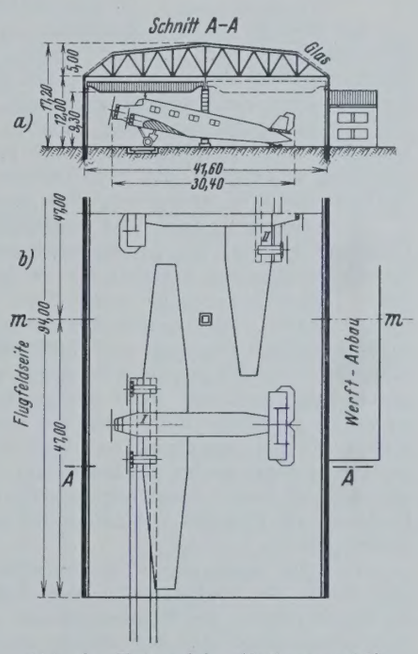


Abb. 3. Entwurf A. Hallengrundriß mit beiderseits eingeschobenen Flugzeugen.

auf diesem Mitteltragwerk, dem eine größere Konstruktionshöhe zur Verfügung steht, und anderseits auf den Außenwänden gelagert sind, eine Anordnung, die eine für diesen Sonderfall günstigere Lastverteilung bringt und den Vorteil hat, daß der Untergurt dieses Mittelfachwerkes gleichzeitig beiderseits je eine Kranlaufbahn aufzunehmen vermag. Beide Kranlaufkatzen bestreichen das Feld über den Motoreinbauten der Flugzeuge und gestatten dadurch ein leichtes und rasches Ein- und Ausbauen der Motoren.

Der Teil von der Unterkante dieses Mittelfachwerkträgers bis zur Unterkante der Binder (vgl. Abb. 3a) bildet eigentlich den Untergurt des Trägers als gesondertes, engeres Fachwerk, während sich die weitere Hauptausfachung bis zum Obergurt in Firsthöhe der Halle erstreckt. Auf den Bindern ruhen in entsprechenden Abständen die eisernen Pfetten, zwischen

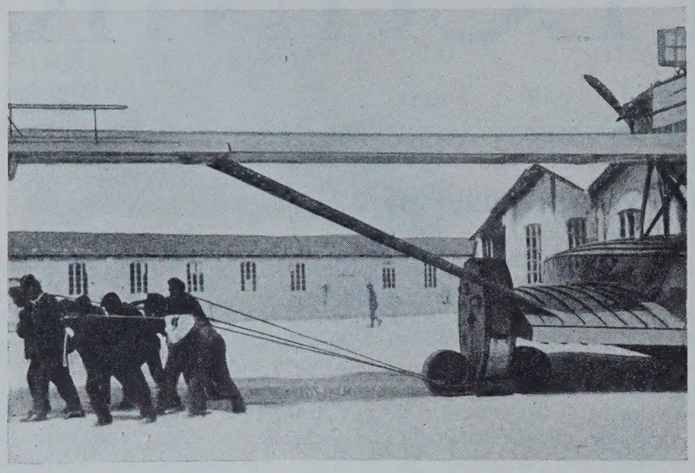


Abb. 4a.

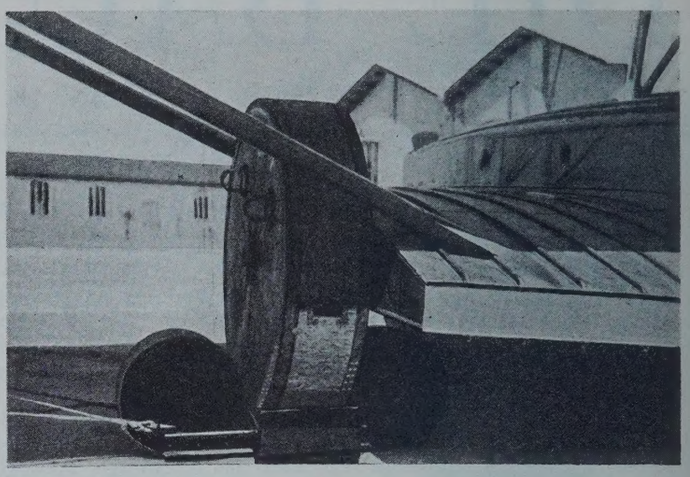


Abb. 4b.

Querbewegung eines Dornier-Wal-Flugbootes.

(Photos der Dornier-Metallbauten G. m. b. H., Friedrichshafen a. B.)

denen Hohlsteindecken eingebaut sind, die mit Zement abgeglichen und mit teerfreier Pappe abgedeckt werden.

Lichtbänder in der Dachhaut, Lichtflächen an den Giebelwänden und eine große Zahl von Fensteröffnungen in den Außenmauern ermöglichen eine günstige Tageslichtwirkung in der Halle, für deren praktische und ausreichende Beleuchtung zur Nachtzeit durch Installation entsprechender Vorrichtungen Vorsorge zu treffen ist.

Außer den beiden Haupttoren von 10,00 × 41,20 m an den Giebelseiten ist noch je ein kleineres Nebentor an den Längswänden angebracht. Für alle diese Tore wäre als Torkonstruktion das Schiebefalttor der Firma D. Hirsch, Berlin-Lichtenberg, vorzuschlagen, das gerade für größere Abmessungen vorteilhaft ist und sich bestens bewährt hat.

Der Hallenboden ist aus Stampfbeton auf Steinschlagunterlage herzustellen.

2. Der Zubau.

Anschließend an die Haupthalle, an der dem Flugfeld entgegengesetzten Seite, sind die erforderlichen Nebenräume in einem Zubau zusammengefaßt, der derart liegt, daß die Hinterwand der Haupthalle zugleich seine eine Längswand darstellt, wodurch neben einer wesentlichen Verbilligung auch eine günstige Verbindung der Arbeitstellen ermöglicht wird. Der Anbau ist in zwei Stockwerke geteilt und die Raumausteilung so getroffen, daß unter Berücksichtigung der Erfordernisse des Betriebes sämtliche Räume möglichst zweckmäßig gelegt sind.

Diese Gruppe ist durch eine zwei Stock hohe, überdachte, 10 m weite Durchfahrt in zwei Teile geschieden, die ebenerdig Bureau, Lager, zwei Motorwerkstätten und Arbeitsräume für Spezialarbeiter, Instrumentenwart sowie Tankmeister und im ersten Stock Lager und Arbeiterwohlfahrtsräume enthalten. Eine tunlichst zentrale Lage des Bureaus sowie des Lagers wurde besonders angestrebt und durchgeführt. Das Lager hat eine Übernahmestelle mit Schalter und Tor gegen die Durchfahrt zu, um das Einfahren unter Dach und somit das geschützte Entladen der Lieferungswagen zu gestatten. Ein Aufzug wie auch eine Stiege stellen die Verbindung mit den Lagerräumen im Oberstock her. Die Auslieferungsschalter des Lagers liegen gegen das Innere der Haupthalle zu. Die Motorwerkstätten I und II sind derart angeordnet, daß die Motoren vom jeweiligen Flugzeuge zur Werkstatt und zurück auf möglichst kurzem Wege befördert werden können.

Auch die zweite Gruppe der Nebenräume weist eine Stiege auf, die vom Raum für Spezialarbeiter zum ersten Stockwerk führt. Dieses Stockwerk enthält die Wohlfahrtsräume, also Aufenthalts-, Wasch- und Nächtigungszimmer der Angestellten und Arbeiter. Die Abmessungen dieses Teiles geben bis zu einem gewissen Grade Gelegenheit, etwa später noch erforderliche Dienststellen darin unterzubringen, wodurch der aus begreiflichen Gründen zu vermeidende Anbau von Hilfsbaracken, den wir bei vielen Hangaranlagen nur allzuoft beobachten können, vermieden werden kann.

Das Dach des Hallenbaues ist eben angenommen und kann mit Hohlsteindecke und Dachpappeindeckung wie bei der Haupthalle ausgeführt werden; nur über der Durchfahrt sind Dreieckfachwerkbinder verlegt, die, mit einer Wellblechhaut versehen, ein Satteldach über der Durchfahrt bilden.

3. Die Werfthalle.

Der Betrieb der ganzen Anlage erfordert eine naheliegende Werfthalle, wie solche stets auf allen größeren Flugplätzen vorhanden sind. Wie aus dem Lageplan (Abb. 1) zu ersehen ist, wäre die von mir vorgeschlagene, günstigste Lage einer Werfthalle an der Rückseite der Haupthalle in einer Entfernung von rd. 50 m von letzterer. Die Werfthalle, im Entwurf mit 42 × 80 m Grundfläche vorgesehen, braucht keine großen freien Spannweiten zu erhalten, da die ausbesserungsbedürftigen Flugzeuge nur zerlegt in die Halle eingebracht werden; daher wäre es auch leicht möglich, diese Halle entsprechend den Betriebserfordernissen in mehreren Baustadien auszubauen. Die Werft soll mit der Haupthalle durch ein Rollbahngleis verbunden werden, damit größere Einzelteile der Flugzeuge auf Rollwagen leicht zwischen beiden Bauwerken hin- und herbefördert werden können.

4. Der Betriebsvorgang.

Der Betriebsvorgang in dieser Kontroll- und Wartungshalle ist kurz der folgende:

Die gelandete Maschine I rollt nach Entladung (Traktor) auf der Rollbahn des Flugplatzes bis auf die Schiebebühne und wird in die Halle eingeschoben, ebenso Maschine II. Die Arbeitsgerüste, auf deren praktische Ausbildung größte Sorgfalt zu legen wäre, wie auch etwaige Beleuchtungsvorrichtungen werden eingestellt, worauf die Revision und Vornahme laufender, kleinerer Ausbesserungen beginnen. Sobald diese Arbeiten beendet sind, werden die Maschinen wieder ausgeschoben, getankt und nach dem Aufstellungsplatze gebracht.

Tritt aber der Fall einer erforderlichen, größeren Überholung ein, so werden erst die Motoren ausgebaut und in die Motorwerkstatt überstellt, sodann die Flügel abmontiert und der nun leichtere, schmale Rumpf sowie die Tragflächen-Einzelteile in die Werfthalle gebracht. Natürlich werden auch öfters Ausbesserungsfälle vorkommen, die eine längere Arbeitszeit beanspruchen, ohne aber eine völlige Zerlegung des Apparates zu erfordern. Dadurch könnte gegebenenfalls ein Stand der Haupthalle längere Zeit besetzt gehalten und die Leistungsfähigkeit der Anlage wesentlich herabgemindert werden. Aber dann wird es meistens tunlich sein, den ausbesserungsbedürftigen Teil abzumontieren, das Flugzeug auszuschieben und erst nach beendeter Teilausbesserung wieder auf kurze Zeit zur Fertigmontage in die Halle zu nehmen. Eine derartige, den jeweiligen Erfordernissen entsprechende Betriebsregelung wird jedenfalls dazu dienen, die großen Vorteile dieser Einrichtung voll auszuwerten.

5. Die Querbewegungsanlage.

a) Allgemeines. Bisher wurde stets von der seitlichen Einschiebung der Flugzeuge auf Schiebebühnen gesprochen, ohne näher auf diese Anlagen einzugehen, die einen Hauptbestandteil des Gesamtentwurfes bilden. Daher sollen diese Frage und deren Lösung nun eingehender erörtert werden. Die seitliche Einschiebung der Flugzeuge, also eine Querbewegung senkrecht zu ihrer Längsachse, hat bei Maschinen mit großen Flügelspannweiten den bedeutenden, einleuchtenden Vorteil, daß in diesem Falle die gegenüber der Flügelspannweite weit geringere Rumpflänge der Maschine als erforderliche freie Spannweite der Halle bzw. der Toröffnung in Rechnung zu stellen ist. Die seitliche Einbringung würde zwar an und für sich keine zwangläufige Führung der Schiebevorrichtung bedingen (vgl. Rollwagen der Dornier-Werke für Wal und Superwal (Abb. 4a u. 4b), doch bin ich bei Großflugzeugen unbedingt für eine zwangläufige, maschinell betriebene Einbringungsanlage, durch die auch natürlich das Problem der Querbewegung erleichtert wird. Dies nicht nur aus Gründen einer raschen, genauen und sicheren Durchführung des Einbringungsmanövers, sondern auch mit Rücksicht auf eine wirtschaftlichere Gestaltung des Betriebes der Kontroll- und Wartungshalle. Gerade die so gewaltig bemessenen Großflugzeuge laufen bei freibeweglicher Einbringung in knapp bemessene Hallen leicht Gefahr, beschädigt zu werden. Die Fortbringung durch Menschenkraft erfordert weiter eine große Zahl teurer, schwer kontrollierbarer Lohnstunden, deren

Summe eine beträchtliche Belastung des Betriebskontos der Unternehmung bedeutet, abgesehen von den großen Zeitverlusten, die natürlich die Leistung der Anlage sehr beeinträchtigen würden.

Diese Erwägungen haben dazu geführt, für den Entwurf der Kontroll- und Wartungshalle eine Querbewegung mittels Schiebebühnen vorzuschlagen. Die vielseitige Verwendung solcher Vorrichtungen in verschiedenen Zweigen der Industrie und des Verkehrswesens hat ihre Durchbildung derartig vervollkommnet, daß für ein regelmäßiges und klagloses Arbeiten dieser Anlagen volle Gewähr geleistet werden kann.

b) Schiebebühne und Traktor. Um nun die erforderlichen Schiebebühnen möglichst leicht und klein zu gestalten, wurde in erster Linie an eine Fortbringungseinrichtung gedacht, die eine Kombination zwischen Schiebebühne und Traktor unter Verwendung eines Rollwagens am Rumpfende darstellt. Das Flugzeug, dessen Rumpfende auf dem allseitig beweglichen Schwanzwagen ruht, wird mittels Traktors derart auf die Schiebebühne gezogen, daß das Fahrgestell des Apparates auf diese zu stehen kommt (s. Lageplan Abb. 1 u. Abb. 2b). Nun wird der erste Traktor abgekuppelt und durch einen zweiten Spezial-Elektrotraktor, dessen Fahrtrichtung parallel mit jener der Schiebebühne läuft, ersetzt. Schiebebühne und Traktor setzen sich daraufhin mit gleicher Geschwindigkeit gleichzeitig in Bewegung, was durch elektrische Regelung beider Antriebsmaschinen erreicht werden kann, und bringen das Flugzeug in die Halle ein. Diese Anordnung hat den Vorteil einer verhältnismäßig kleinen Schiebebühne von 4×12 bis 16 m, weist aber den Nachteil auf, daß sie eben eine synchrone Bewegung von Bühne und Traktor verlangt. Jede dabei auftretende Unregelmäßigkeit würde nicht nur eine ungünstige Beanspruchung, sondern auch leicht eine Verschiebung des Flugzeuges und dadurch möglicherweise dessen Gefährdung oder mindestens eine Stockung der Einbringung zur Folge haben.

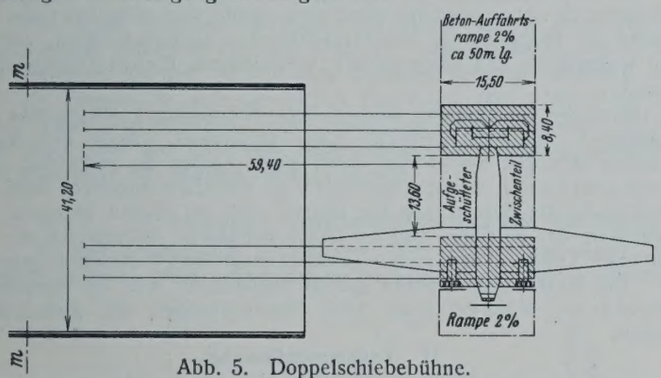


Abb. 5. Doppelschiebebühne.

c) Variante: Doppelschiebebühne. Zur Vermeidung dieser Nachteile soll die auf Abb. 5 dargestellte Variante dienen, bei der das Flugzeug auf zwei Schiebebühnen ruht (Abb. 5). Diese Schiebebühnen müssen dann, unter Berücksichtigung verschiedener Flugzeuglängen, Breiten von 8 bis 9 m erhalten. Derart breite Schiebebühnen können im Halleninnern nicht unterirdisch geführt werden, weil ihre Laufgruben den Verkehr in der Halle sehr behindern und die Zugänglichkeit mancher Teile der Apparate bedeutend erschweren würden. Daher können in diesem Falle nur oberirdisch laufende Bühnenanlagen Verwendung finden. Das Flugzeug wird dabei über eine sanft geneigte, betonierte Rampe von 2 % Steigung auf die Schiebebühnen gezogen und gelangt derart zur Aufstellung, daß das Fahrgestell auf Schiebebühne 2, das Rumpfende aber auf Schiebebühne 1 ruht. (Bei Bedarf auch Umkehrung!) Der Zwischenteil zwischen den inneren Längsseiten der aufgeschobenen Bühnen ist auf Rampenbreite und bis zur Bauhöhe der Schiebebühnen (0,8 bis 1 m) aufgeschüttet, seitlich abgemauert und an der Oberfläche betoniert. Über diesen Zwischenteil rollen Flugzeug und Traktor beim Aufbringen oder Wegholen der Apparate von der Schiebebühnenanlage. Die Schiebebühnen laufen auf je drei Gleisen, deren Schienenoberkanten in Höhe des Hallenbodens liegen. Beide Bühnen besitzen elektrischen Eigenantrieb, und ihre Bewegung kann leicht genau geregelt werden.

d) Variante: Schiebebühne 12×28 m. (Entwurf der Maschinenfabrik AG. Andritz bei Graz.) Als weitere Ausführungsmöglichkeit wurde die Konstruktion einer gekuppelten Doppelschiebebühne studiert, die allerdings wenig praktische Vorteile zeigte, aber zur Durchbildung einer Schiebebühnenanlage von 12×28 m führte. Diese Anlage wurde von der Maschinenfabrik AG. Andritz bei Graz (Ing. Melcher) entworfen; ihre Anwendung ist aus Abb. 6 ersichtlich. Die Schiebebühne besitzt hierbei fünf Fahrgleise, die auch wie bei Variante c in Höhe des Hallenbodens liegen. Die aus einem Längs- und Querträgersystem von Profileisen aufgebaute und querversteifte Plattform ist mit Rippenblech abgedeckt. Dieses aufgenietete Rippenblech gestattet eine leichtere Bauart, da es nicht nur gleichzeitig als Seitenversteifung dient, sondern auch infolge seiner erhöhten Tragkraft ein um etwa 20 t geringeres Eigengewicht der Konstruktion gegenüber dem der sonst erforderlichen 30 cm dicken Holzbohlendecke ergibt.

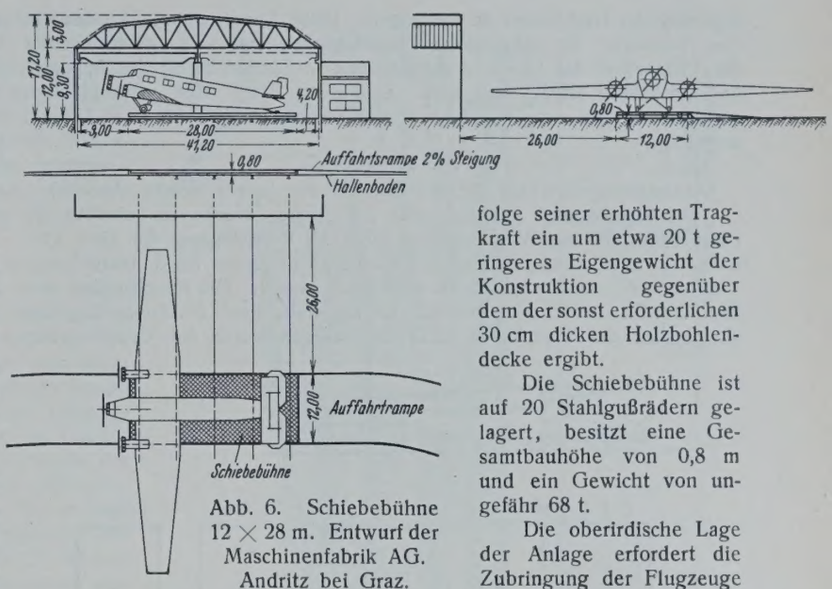


Abb. 6. Schiebebühne 12×28 m. Entwurf der Maschinenfabrik AG. Andritz bei Graz.

Die Schiebebühne ist auf 20 Stahlgußrädern gelagert, besitzt eine Gesamtbauhöhe von 0,8 m und ein Gewicht von ungefähr 68 t.

Die oberirdische Lage der Anlage erfordert die Zubringung der Flugzeuge ebenfalls über eine Rampe, die wie jene der Variante c ausgeführt ist. Die Plattform 12×28 m hat den großen Vorteil, daß Flugzeuge verschiedenster Rumpflängen und Bauarten leicht darauf Platz finden können. Als Antrieb sind auf die Achsen wirkende Elektromotoren vorgesehen, die durch eine unterirdisch liegende Stromzuführung gespeist werden. Die Laufradachsen drehen sich in Wälzlagern. Die für die Inbetriebsetzung der Anlage erforderliche Zugkraft beträgt etwa 1000 kg. Es wäre dabei nur noch die Frage zu studieren und die Möglichkeit in Erwägung zu ziehen, diese Bühne mittels Traktors ein- und auszuschieben. Diese Anlage, die für Belastungen bis zu 20 t ausgebildet ist, dürfte sich wegen ihrer zweckmäßigen Anordnung und vielseitigen Verwendbarkeit bewähren.

II. Entwurf B. (Der Entwurf der Junkers-Werke.)

In der Reihe von Entwürfen für Großflugzeughallen verdient ein Vorschlag der Bauleitung der Junkers-Werke in Dessau (Dipl.-Ing. Paulssen) besondere Beachtung, nicht nur, weil er eine elegante bautechnische Lösung bringt, sondern auch, weil er betriebstechnisch für die von mir vorgeschlagene Anlage einer Kontroll- und Wartungshalle günstig verwertbar ist. Aus der mir von den Junkers-Werken freundlichst zur Verfügung gestellten Skizze dieser Halle (Abb. 7) ist deren konstruktive Durchbildung und räumliche Gestaltung klar ersichtlich.

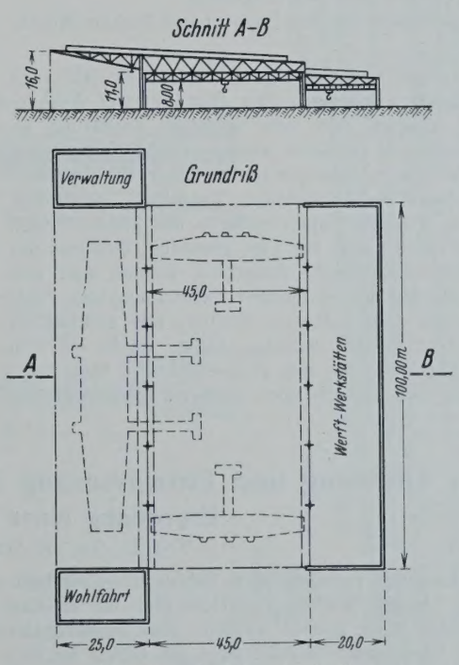


Abb. 7. Großflugzeughalle. Entwurf der Junkers-Werke, Dessau.

Eine Haupthalle von 45 m Spannweite und 100 m Länge bietet Raum für zwei Großflugzeuge von je 42 m Flügelspannweite und außerdem für ein bis zwei kleinere Typen. Die Dachbinder dieser Halle kragen auf einer Längsseite um 25 m vor, wodurch ein überdeckter Raum entsteht, der seitlich durch Verwaltungs- und Wohlfahrtsgebäude, sowie an der Längsfront durch ein Tor begrenzt ist. In diesem Raum kann nun ein Großflugzeug von über 90 m Flügelspannweite eingeschoben werden, und zwar kommt es dabei derart zu stehen, daß der rückwärtige Teil der Rümpfe in die Haupthalle hineinragt.

An die zweite Längswand der Haupthalle sind Werft- und Werkstatträume (20×100 m) angebaut.

Die Kragkonstruktion ermöglicht, die Nebenhalle (25×100 m) gänzlich frei von Stützen zu halten, ohne dabei auch einen bei derartigen Spannweiten schon äußerst schwer ausfallenden Frontalfachwerkträger zur Auf-

lagerung der Dachbinder zu verlangen. Diese Anordnung stellt jedenfalls eine besonders für sehr große Flugzeugtypen empfehlenswerte Lösung dar. Sie sieht das Ein- und Ausschieben in Längsrichtung der Apparate vor, trotzdem wäre aber auch in diesem Falle eine zwangläufige maschinelle Förderung der Flugzeuge (besonders der 80- bis 90-m-Typen!) angezeigt.

III. Entwurf C.

(Abänderungsvorschlag für den Entwurf der Junkers-Werke, Abb. 8.)

Die Auswertung des Entwurfs der Junkers-Werke für die Anlage einer Kontroll- und Wartungshalle führt zu Vorschlägen, die eine Vereinigung meines entsprechenden Entwurfes mit jenem der Junkers-Werke ermöglichen und beachtenswert erscheinen lassen. Die Konstruktion von Dipl.-Ing. Paulssen gibt nicht nur Gelegenheit, durch die Anordnung des Kragdaches der Haupthalle in zweckmäßiger Weise ein Großflugzeug

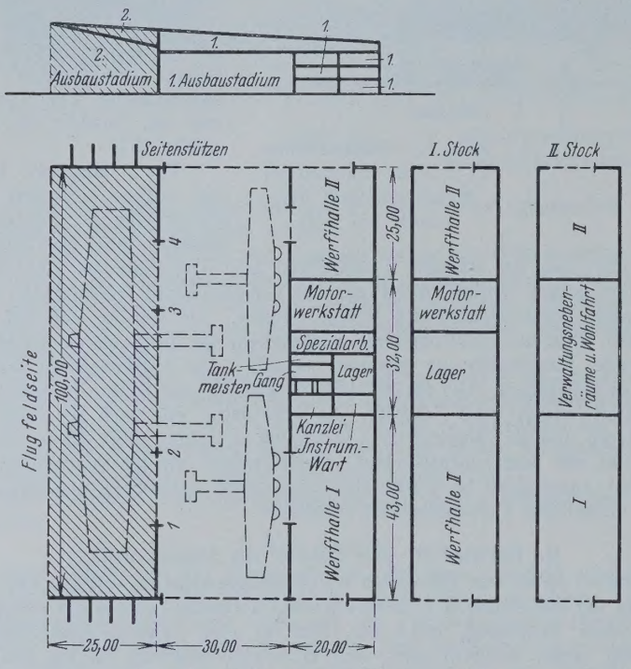


Abb. 8. Kontroll- und Wartungshalle.
Abänderungsvorschlag des Verfassers für den Entwurf der Junkers-Werke.

beträchtlicher Abmessungen leicht unterzubringen, sondern sie läßt auch den Gedanken als naheliegend erscheinen, den Bau in zwei Ausbaustadien auszuführen — ein Vorgang, der eine günstige Anpassung an die Entwicklung des Flugbetriebes erlauben würde. Die Unterbringung von Großflugzeugen bis etwa 50 m Spannweite ist durch die Entwicklung des Flugzeugbaues schon zur brennenden Tagesfrage geworden, während die Indienststellung größerer Typen noch in der Zukunft liegt. Bei zu geringer Voraussicht könnte also der Fall eintreten, daß erst nur Hallen für Typen bis zu 50 m Spannweite ausgebaut werden und daß dann für größere Modelle, die bei der so raschen Entwicklung des Flugwesens in doch nicht zu ferner Zeit auftreten dürften, mit erheblichen Kosten neue Bauten hergestellt werden müssen. Daher dürfte es sich empfehlen, daß alle jene Flughäfen, die auf eine erhebliche Steigerung des Verkehrs und somit auf den Besuch noch größerer Flugzeugtypen rechnen können, die Frage in Erwägung ziehen, ob es nicht günstig wäre, die verhältnismäßig geringen Mehrkosten aufzubringen und eine Anlage zu schaffen, die unter Berücksichtigung der zukünftigen Erfordernisse entstanden, diesen dann unschwer Rechnung zu tragen vermag.

Aus den eben dargelegten Gründen ist der auf Abb. 8 dargestellte Abänderungsvorschlag hervorgegangen.

Die schon früher besprochene Zweckmäßigkeit einer zwangläufigen Einbringung der Maschinen führt wieder zu einer Haupthalle mit seitlicher Einschiebung. Die Haupthalle weist bei günstigerer Raumausnutzung die Maße 30 × 100 m (gegenüber 45 × 100 m!) auf und bietet Platz für zwei Großflugzeuge von je 45 und 50 m Spannweite.

Anschließend daran liegen Nebenräume und Werfthallen im Ausmaße von 20 × 100 m. Dieser ganze Komplex mit einer Grundfläche von 50 × 100 m stellt das erste Ausbaustadium dar.

Als Dachkonstruktion dient ein Pultdach, bei dessen Bemessung und konstruktiver Durchführung der spätere Vorbau eines Kragdaches berücksichtigt wurde. Die gegen das Flugfeld zu gelegene Längswand der Haupthalle erhält zwischen den Stützen 1—2 und 3—4 und an der Stirnwand des Pultdaches eine behelfsmäßige Verkleidung, während zwischen den Stützen 2 und 3 auf die Dauer des ersten Ausbaustadiums ein Tor angeordnet wird, das später in der äußeren Längswand der Werfthalle I praktisch Platz finden kann. Während des ersten Ausbaustadiums kann der freie Raum zwischen den Stützen 2 bis 3 im Halleninnern zur Aufstellung kleinerer Maschinen verwendet werden.

Im zweiten Ausbaustadium werden die Behelfsteile entfernt und der Vorbau 25 × 100 m gelangt zur Ausführung. Die Seitenwände der Halle werden verlängert, die Kragbinder angeschlossen und die Vorderwand durch ein entsprechendes Tor als Abschluß gebildet.

Die im Originalentwurf der Junkers-Werke vorgesehenen seitlichen Anbauten, die, abgesehen von ihrer nicht gerade sehr günstigen Lage, der Zufahrt der Flugzeuge zu den Schiebebühnen hinderlich wären, wurden hier weggelassen und durch kürzere, vorspringende Fachwerkseitenstützen ersetzt.

Sämtliche Nebenräume sind in dem zweistöckigen Mitteltrakte des Anbaues in möglichst zentraler Lage angeordnet. Auch hier wären natürlich sämtliche Stockwerke durch einen Aufzug zu verbinden. Die Werfthallen I und II wurden unmittelbar an die Halle angebaut, wohl ein Nachteil für die Beleuchtung der Räume, aber ein Vorteil bezüglich der Baukosten, des Betriebes und der Dachkonstruktion, da hierdurch die aus statischen Gründen erwünschte größere Länge des Pultdaches gegeben ist. Die Werfthallen besitzen gleiche Raumhöhen wie die Haupthalle, während die Motorwerkstätte zwei Stockwerkhöhen des Mitteltraktes umfaßt.

IV. Zusammenfassung.

Diese gesamten Darlegungen sollen einen neuen Weg in der Unterbringungsfrage der Großflugzeuge gezeigt haben. Einen Weg, den ich schon im Jahre 1927 betreten und aus eigener Überzeugung, bestärkt durch zustimmende Äußerungen verschiedener Fachleute des Flugwesens, verfolgt habe.

Dieses Problem muß eben unter eingehender Berücksichtigung der besonderen Forderungen des praktischen Flugbetriebes gelöst werden, wobei in diesem Falle die Hauptpunkte: Sicherheit, Wirtschaftlichkeit und Ausbaufähigkeit miteinander in Einklang gebracht werden müssen. Also Schaffung einer Anlage, die sorgfältigste Wartung und Reparatur der Flugzeuge leicht ermöglicht, die gegenüber ihrer Leistungsfähigkeit verhältnismäßig geringe Anlagekosten verursacht, bei der ferner durch zweckmäßigste Anordnung aller Einrichtungen die Betriebskosten herabgesetzt werden können und die schließlich durch Erweiterungen gegebenenfalls auch zukünftigen Anforderungen angepaßt werden kann.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Dichtung und Entwässerung des Schanztunnels bei Fichtenberg.

Erprobung eines neuen Verfahrens.

Von Dr.-Ing. **K. Schaechterle**, Stuttgart.

Der 860 m lange Schanztunnel zwischen den Bahnhöfen Fornsbach und Fichtenberg auf der Strecke Waiblingen—Hessental ist in den Jahren 1877 bis 1880 für zwei Gleise gebaut worden. Das Betriebsgleis der zurzeit noch eingleisig betriebenen Strecke liegt auf 633 m im Gefälle 9% gegen Waiblingen auf 227 m waagerecht.

I. Geologische und geognostische Verhältnisse.

Der Tunnel durchfährt in der Richtung WSW—ONO einen die „Schanze" genannten, bewaldeten Bergrücken, der sich zwischen den Tälern der Murr und der Roth 90 m über Schienenhöhe erhebt (Abb. 1 u. 2).

Der Bergrücken besteht aus Keupermergeln mit Anhydrit und Gips, die von Schilfsandsteinbänken überlagert sind. Die Schichten fallen in Richtung W—O unter $^1/_2$° bis zur Mitte des Tunnels, von dort steigen sie unter 8° an und verlaufen dann gegen das östliche Tunnelende zu annähernd waagerecht (Abb. 3).

Schon beim Bau des Tunnels wurden dünnblättrige Gipsschichten und kopfgroße Gipsknollen angetroffen, die durch die Einwirkung des Schichtenwassers auf den Anhydrit entstanden sind. Durch den Tunnelausbruch wurde die unter Volumvergrößerung vor sich gehende Umwandlung von Anhydrit in Gips derart gefördert, daß nicht nur die Wände in den Stollen abblätterten, sondern auch die Bänke in der Tunnelsohle sich gewaltsam emporwölbten. Starke Blähungserscheinungen sind im Berginnern auf eine Strecke von 500 m aufgetreten und dort heute noch wahrnehmbar (Abb. 4 u. 5).

An den Tunnelenden trat beim Ausbrechen des Sohl- und Firststollens reichlich Wasser aus. Die Umwandlung von Anhydrit in Gips war hier bereits abgeschlossen.

Trotz der Ausmauerung des Tunnels und der streckenweisen Überbetonierung der Gewölbe hat das Tagwasser und das in den beiden Talmulden über dem westlichen und östlichen Ende des Tunnels zusammenströmende Schichtenwasser mehr und mehr den Weg ins Tunnelinnere gefunden. Der Wasserzudrang hat im Laufe der Zeit zugenommen. Nach starken und anhaltenden Niederschlägen tritt das Wasser durch die Wasserschlitze in den Widerlagern und durch die ausgewaschenen Mauerwerkfugen in geschlossenem Strahl und aus dem Gewölbe in Form eines dauernden Tropfenregens aus. Es wird in Längs- und Quersickerungen gefaßt und durch die im östlichen und westlichen Teil des Tunnels angelegten Tunneldolen den Bahngräben der Voreinschnitte zugeleitet.

Auf der Blähstrecke tritt kein Wasser aus, dort wird alle Feuchtigkeit vom Anhydrit aufgesogen. Um zu verhindern, daß das im östlichen Tunnelende auf einer Länge von 170 m austretende Wasser in den gegen die Tunnelmitte fallenden Schichten in die Blähstrecke gelangt, hat der Erbauer des Tunnels in 300 m Entfernung vom östlichen Portal einen 3,70 m breiten, 4 m tiefen und 27 m dicken Querriegel aus Beton eingebaut. Die Oberkante der unter den Tunnelwiderlagern hindurchgehenden Betonmauer liegt 40 cm unter der Schwellenoberkante. Vor und hinter dem Riegel befinden sich Sammelschächte. In dem Schacht östlich des Riegels wird das gegen die Tunnelmitte fließende Wasser gesammelt, während der Schacht westlich des Riegels das durch den Riegel durchsickernde Wasser aufnehmen soll. Aus beiden Schächten wird das Wasser mittels selbsttätiger Saugstrahlpumpen gehoben und in die östliche Tunneldole befördert. Das Betriebswasser für die selbsttätigen Pumpen wird hinter dem Tunnelmauerwerk gefaßt und in Behältern gesammelt. Jeder Schacht ist außerdem mit einer von Hand zu bedienenden Saug- und Druckpumpe ausgestattet, so daß, wenn das Betriebswasser zur selbsttätigen Bedienung der Saugstrahlpumpen ausbleibt, die Schächte durch den Tunnelwärter leer gepumpt werden können.

Die östliche Tunneldole hat 2% Gefälle und ist 300 m lang. Die westliche Tunneldole ist etwa ebenso lang und hat 7% Gefälle.

Im Winter vereisen die Tunnelendstrecken (Abb. 6) trotz der an den Portalen angebrachten hölzernen Halbtore (Abb. 7). Mannsdicke Eiszapfen hängen im Raum des künftigen zweiten Gleises vom Gewölbe herunter, während die Tunnelwände und die Tunnelsohle sich mit dicken Eiskrusten überziehen (Abb. 6). Bei starkem Frost müssen die Schienen in der Frühe vor dem ersten Zuge mit dem Pickel vom Eis befreit und die über dem Betriebsgleis sich bildenden Eiszapfen am Gewölbe und Widerlager mit Stangen entfernt werden.

II. Besondere Vorkommnisse während des Baues.

Es war ursprünglich beabsichtigt, den Tunnel auf seiner ganzen Länge ins Gefälle zu legen. Um jedoch das im östlichen Tunnelende austretende Wasser mög-

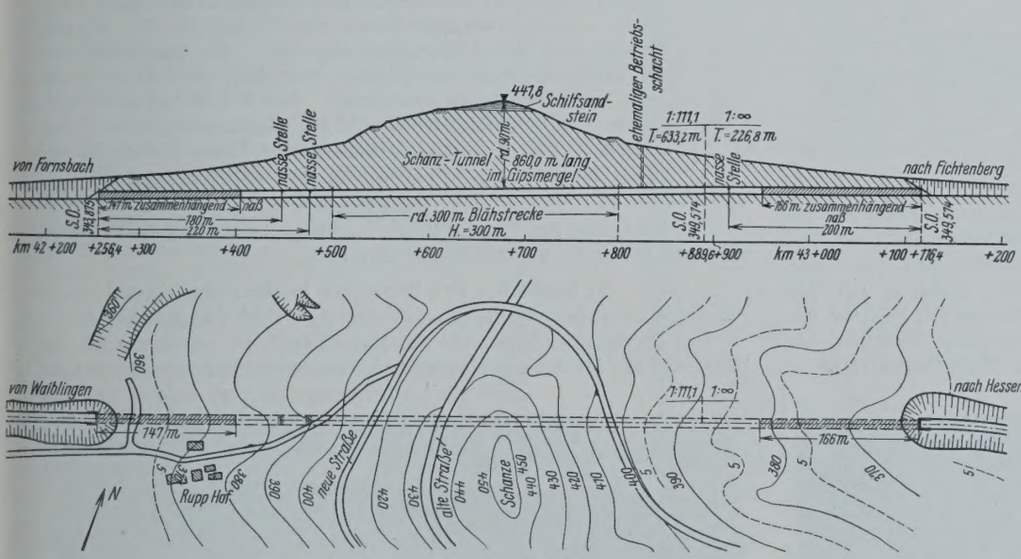


Abb. 1 u. 2.

lichst von der Blähstrecke abhalten und gegen Osten ableiten zu können, wurde der Tunnel in Richtung Fichtenberg auf 227 m mit waagerechter Sohle ausgeführt.

Zur Beschleunigung des Sohlstollenvortriebs wurde in 300 m Entfernung vom Ostportal ein 45 m tiefer Betriebschacht in 9 m Abstand links der Tunnelachse abgeteuft, von dessen Sohle aus der Sohlstollen sowohl gegen Osten als gegen Westen vorgetrieben wurde.

Der 4 m auf 3,70 m weite Betriebschacht wurde später mit Steinen ausgepackt, in ihm wird das Wasser zum Betrieb der Saugstrahlpumpen gesammelt.

III. Tunnelausmauerung.

Das halbkreisförmige Tunnelgewölbe hat einen inneren Leibungshalbmesser von 4,10 m. Der Mittelpunkt des Halbkreises liegt 2,10 m über Schwellenoberkante. Die Widerlagerleibungen schließen sich mit Kreisbogen von 12 m Halbmesser an die Gewölbeleibung an.

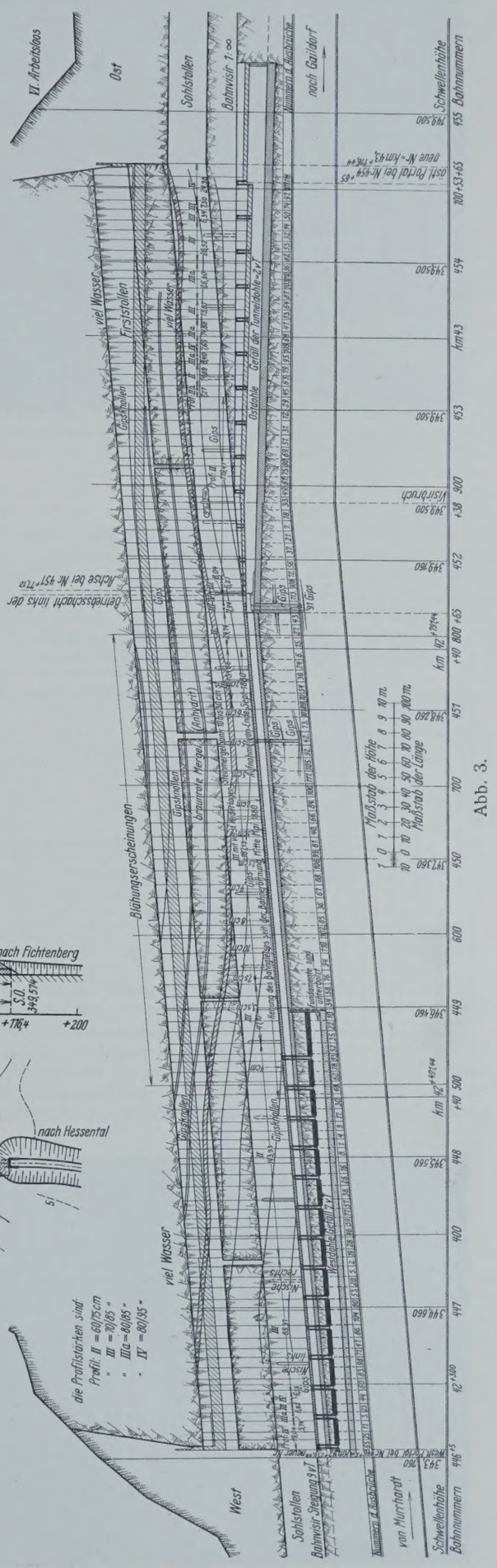


Abb. 3.

Abb. 4.

Abb. 5.

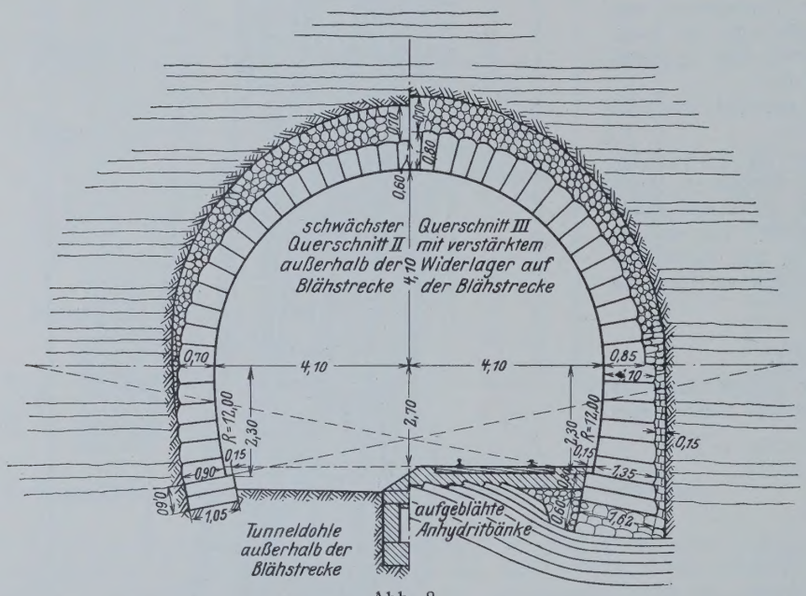


Abb. 8.

Fuge im	Mauerstärken der Tunnelquerschnitte in m							
	II	IIa	III	IIIa	III mit verst. Widerl.		IV	IVa
Scheitel .	0,60	0,70	0,70	0,80	0,70	0,80	0,70	0,70
Kämpfer .	0,75		0,85		0,85 / 1,00		0,85	0,95
Widerlager	0,90		1,00		1,35		1,00	1,19
Fundament	1,05		1,05		1,62		1,15	1,46

Den Druckverhältnissen entsprechend kamen acht verschiedene Tunnelquerschnitte mit nebenstehenden Abmessungen zur Verwendung.

Auf der Blähstrecke wurde das Tunnelmauerwerk nach dem Querschnitt III mit verstärkten Widerlagern ausgeführt, während auf den nassen Tunnelendstrecken die Querschnitte III, IIIa und IV, IVa zur Anwendung kamen. Die Querschnitte II und IIa wurden zwischen den nassen Strecken und der Blähstrecke verwendet. Zum Mauern wurden vorwiegend weiße Keupersandsteine verwendet und in Schwarzkalkmörtel mit Zementzusatz versetzt. Auf den nassen Endstrecken wurden die Gewölbe zum Teil aus Buntsandsteinquadern vom Schwarzwald gemauert.

Der Tunnel wurde mit 114 Zonen von 5,50 bis 10 m Länge in 22 Monaten gebaut. Bis 2,10 m über Schwellenoberkante wurde der Raum zwischen der Mauerwerkhinterkante und dem Gebirge mit Mörtelmauerwerk ausgefüllt und durch einen 5 cm starken Zementglattstrich mit Gefälle zu den Wasserschlitzen in den Widerlagern abgedeckt. Der Raum zwischen Gewölbemauerwerk und Gebirge über Kämpferhöhe wurde satt mit Sandsteinbrocken ausgepackt. Auf der Blähstrecke wurde hinter den Widerlagern eine 15 cm starke Steinpackung ausgeführt. Abb. 8 zeigt den schwächsten Tunnelquerschnitt und den Querschnitt auf der Blähstrecke.

IV. Baukosten.

Die Baukosten des Tunnels haben insgesamt 1 404 649 R.-M. betragen, wovon 64 077 R.-M. auf die Portale entfielen.

V. Verhalten des Bauwerks im Betriebe.

a) Einflüsse des Wassers, des Frostes und der Rauchgase.

Das im östlichen Tunnelteil auf 170 m Länge, im westlichen Teil auf 150 m auf das Mauerwerk einwirkende, angesäuerte Sickerwasser hat zu-

Abb. 6.

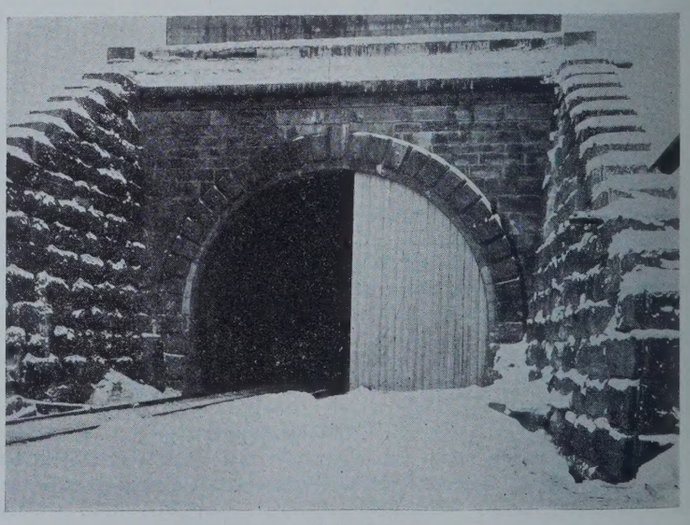


Abb. 7.

sammen mit den Rauchgasen und dem Frost die weichen Keupersandsteine im Lauf der Zeit stark angegriffen, den Mörtel zersetzt und ausgewaschen. Die Buntsandsteinquader haben sich besser gehalten. Durch die starke Eisbildung bei Frost wurden aber auch diese Steine in Mitleidenschaft gezogen.

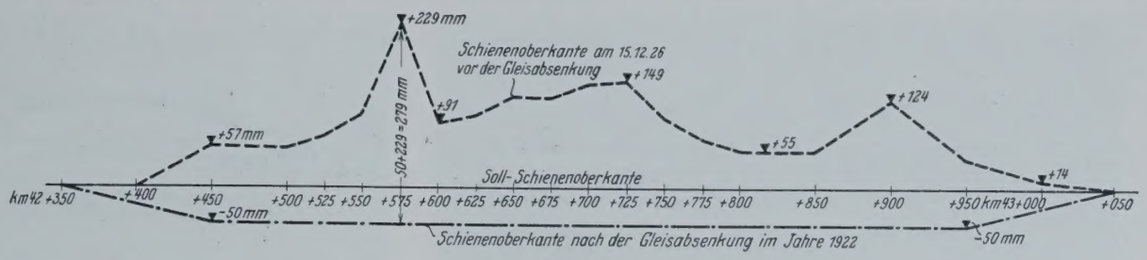


Abb. 9.

Schon vier Jahre nach der Inbetriebnahme des Tunnels mußten die ersten zermürbten weißen Sandsteine herausgespitzt und durch Buntsandsteinquader ersetzt werden. Seither mußten jedes Jahr Mauerwerkausbesserungen vorgenommen werden. Die leeren Fugen wurden wiederholt mit Zementmörtel unter Traßzusatz verstrichen.

b) Wirkung der Blähungen.

Durch die Aufblähung der mit Anhydrit durchsetzten Mergelbänke in der Tunnelsohle wurde das rechts der Tunnelachse liegende Betriebsgleis angehoben. Wegen der ungleichmäßigen Belastung der Sohle durch die Widerlager war die Aufwölbung in der Tunnelachse am stärksten. Der linke Gleisstrang wurde mehr gehoben als der rechte. Die Blähstrecke beginnt in einer Entfernung von 200 m vom Westportal und endet 150 m vor dem Ostportal. In den ersten fünf Jahren nach Inbetriebnahme des Tunnels mußte das Gleis auf der Blähstrecke jedes Jahr um 20 cm abgesenkt werden. Mit der Zeit hat die Aufblähung nachgelassen. Die durchschnittliche jährliche Hebung des Gleises betrug im letzten Jahrzehnt 4 bis 6 cm, so daß das Gleis nur noch alle 3 bis 4 Jahre abgesenkt werden mußte. In Abb. 9 ist die Hebung des Gleises vom Jahre 1922 bis zum Jahre 1926 dargestellt. Im Jahre 1922 wurde das Gleis auf eine Länge von 500 m 50 mm unter Sollhöhe abgesenkt. Bis zum Jahre 1926 hatte es sich an einer Stelle um 279 mm, im Mittel etwa 150 mm gehoben. Im darauffolgenden Jahre wurde es wieder abgesenkt.

Durch die Blähung sind auch die in der Tunnelachse liegenden beiden Tunneldolen in der Nähe der Blähstrecke gehoben und zerstört worden. Die beiden Tunneldolen mußten daher schon mehrere Male erneuert werden.

Weiter ist das ganze Mauerwerk auf der Blähstrecke in die Höhe gehoben worden. Die Widerlager haben sich gegen die Tunnelachse verschoben. Die Hebung des Gewölbescheitels erstreckt sich auf eine Länge von 250 m und betrug im Jahre 1926 im Maximum in 445 m Entfernung vom Westportal 119 mm. Die Verengung des Lichtraumprofils betrug im Jahre 1926 im Maximum in 320 m Entfernung vom Westportal 92 mm.

Auf der Blähstrecke wurden ferner auch seitliche Verschiebungen des ganzen Mauerwerks teils nach links, teils nach rechts der Bahn festgestellt. Der größte Ausschlag nach links der Bahn beträgt in 245 m Entfernung vom Westportal 100 mm.

Schon kurze Zeit nach der Ausmauerung der ersten Zonen in der Blähstrecke hat man beobachtet, daß, sobald die Hebung des Gewölbescheitels infolge der Zusammenpressung der Steinpackung in dem Raum zwischen Mauerwerk und Gebirge nicht mehr möglich war, die Kanten an den Lagerfugen der Widerlagerquader absprangen. Die weichen Sandsteine waren dem starken Druck nicht gewachsen. Man ging deshalb dazu über, die Fundamente auf ein nachgiebiges Polster (Trockenmauerwerk aus Buntsandstein) zu setzen. Sobald sich in der Folge wieder Abprellungen an den Quaderkanten einstellten, wurden die Steinpackungen, die infolge der Zusammenpressung ihre Nachgiebigkeit verloren hatten, ausgewechselt. Gleichzeitig mit der Auswechslung der Steinpackungen wurden die Fundamentquader, sofern sie durch den Druck gesprungen waren, erneuert. Auf Abb. 4 u. 5 ist die Unterbeigung der Widerlagerfundamente zu sehen, außerdem sieht man die Abprellung der Kanten des Widerlagermauerwerks und die zersprungenen Fundamentquader. Im ganzen stehen auf der Blähstrecke zu beiden Seiten der Tunnelachse 200 lfd. m Mauerwerk auf Steinpackungen, die früher alle zwei Jahre und seit 1896 alle drei bis vier Jahre ausgewechselt werden mußten.

VI. Unterhaltungskosten.

Seit der Inbetriebnahme des Tunnels im Jahre 1880 sind für den Einbau und die periodische Auswechslung der Packungen unter den Widerlagern, für Mauerwerkausbesserungen, Gleisabsenkungen, gelegentliche Wiederherstellung der Tunneldole und der Wasserpumpen samt Rohrleitungen bis zum Jahre 1914 insgesamt 66 700 R.-M. ausgegeben worden. Von 1915 bis 1923 sind Ausgaben in Höhe von rd. 26 900 R.-M. hinzugekommen. Von 1924 bis 1928 betrugen die Unterhaltungskosten 37 100 R.-M. Der Unterhaltungsaufwand ist also entsprechend der zunehmenden Verschlechterung des baulichen Zustandes insbesondere auf den nassen Endstrecken von Jahr zu Jahr gestiegen. Bis 1928 sind für Unterhaltungszwecke im ganzen 130 700 R.-M. oder 9 % der Baukosten ausgegeben worden. Vor dem Kriege betrugen die Unterhaltungskosten jährlich etwa 2000 R.-M., in den letzten Jahren sind sie auf durchschnittlich etwa 5000 R.-M. angewachsen. Zur Oberflächenabführung des Niederschlagwassers in der westlichen und östlichen Talmulde sind außerdem in den Jahren 1927 und 1928 Sickerungen und Wasserabzuggräben mit einem Kostenaufwande von 16 000 R.-M. gebaut worden. Im Jahre 1928 wurde schließlich im Interesse der betriebsicheren Erhaltung des Bauwerks mit der gründlichen Dichtung und Entwässerung des Tunnels auf den nassen Endstrecken begonnen und ein Stück von 72 m Länge beim Ostportal mit einem Kostenaufwand von 72 300 R.-M. trockengelegt. (Schluß folgt.)

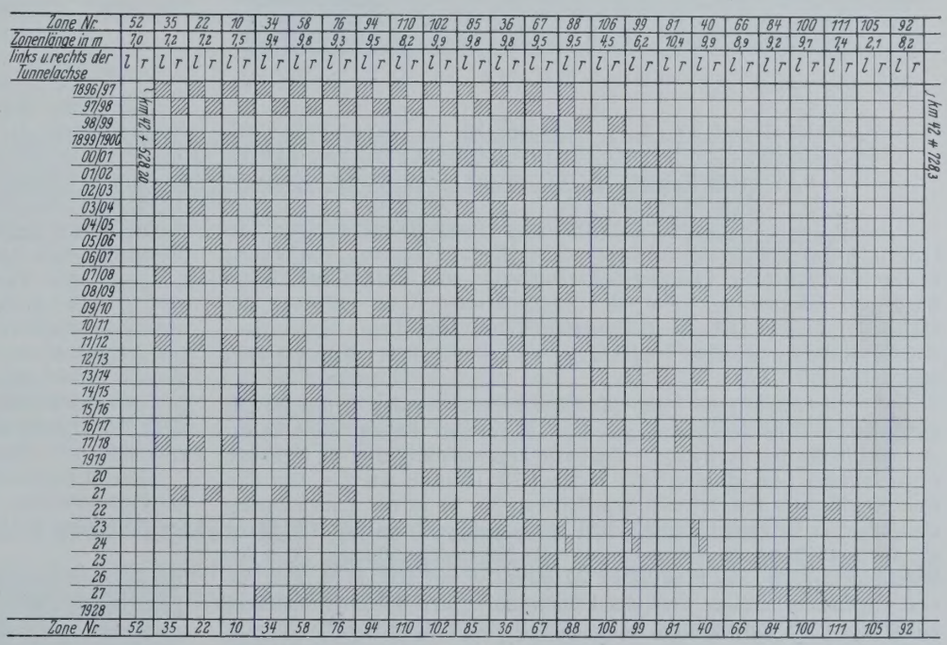


Abb. 10.

Alle Rechte vorbehalten.

Ideenwettbewerb für den Bau einer neuen Rheinbrücke bei Maxau.

Von Reichsbahnrat **Ernst**, Berlin.

(Schluß aus Heft 38.)

Ankauf mit 500 R.-M.: Entwurf Nr. 7. Kennzahl 443 322. Verfasser: Hein, Lehmann & Co. AG., Düsseldorf-Berlin. Prof. Paul Bonatz, Stuttgart. Wayß und Freytag AG., Frankfurt (Main)-Stuttgart (Abb. 12).

„In der Hauptöffnung vollwandiger Bogenträger mit Zugband von 184,3 m Stützweite mit einem 23,5 m langen Kragarm in der Nebenöffnung. In der Nebenöffnung ein eingehängter doppelwandiger Blechträger von 47 m Stützweite, der sich auf der einen Seite auf den Kragarm des Bogen-

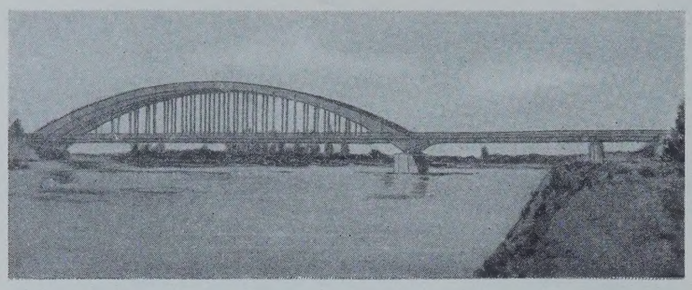


Abb. 12. Ankauf mit 500 R.-M. Entwurf Nr. 7. Kennzahl 443 322.

trägers und auf der anderen Seite auf einen 4,7 m langen Kragarm des 22,8 m weit gestützten Kragträgers über der rechten Landöffnung stützt. Pfeilhöhe des doppelwandigen Bogens 27 m über Zugband, das rd. 4 m über den Auflagern liegt. Querträger mit Zugband vernietet. Stegblechhöhe im Scheitel des Bogens rd. 3,2 m, an den Auflagern 7 m. Stegblechhöhe in den Nebenöffnungen 3,5 m. Entfernung der Hauptträger der Bahnbrücke 10,3 m, der Straßenbrücke 10,1 m. Entfernung der Hängestangen und Querträger in der Hauptöffnung 9,7 m, Entfernung der Querträger in den Nebenöffnungen 9,4 m bezw. 7,6 m. Bogen- und Fahrbahnwindverband."

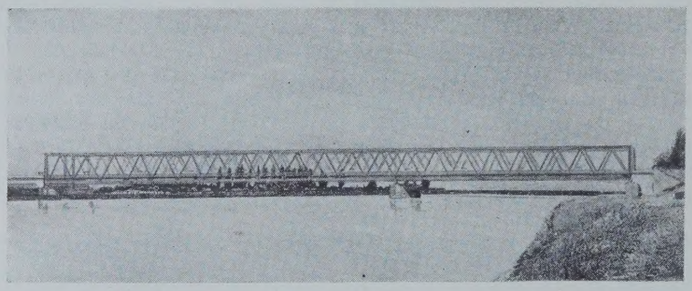


Abb. 13. Ankauf mit 500 R.-M. Entwurf Nr. 32. Kennzahl 918 763.

Ankauf mit 500 R.-M.: Entwurf Nr. 32. Kennzahl 918 763. Verfasser: Flender AG. für Eisen-, Brücken- und Schiffbau, Benrath (Rhein). Fritz August Breuhaus, Architekt B. D. A. Düsseldorf (Abb. 13).

„Über zwei Öffnungen durchlaufender Parallelfachwerkträger von 175,5 + 108 m Stützweite mit senkrechten Endabschlüssen. Ausfachung Strebenfachwerk ohne Pfosten. Systemhöhe 14 m. Abstand der Hauptträger der Bahnbrücke 9,8 m, der Straßenbrücke 10 m. Abstand der Querträger 13,5 m. Oberer und unterer Windverband."

Im einzelnen wurden die Entwürfe vom Preisgericht noch wie folgt begutachtet:

„1. Bogenbrücken. Von den Bogenbrücken werden diejenigen aus ästhetischen Gründen bevorzugt, die auf beiden Seiten des Bogens eiserne Überbauten aufweisen. Die beste Linienführung und die technisch einwandfreiste Lösung bietet der Entwurf Nr. 10 (Abb. 4 u. 5). Der Entwurf Nr. 66 (Abb. 6 u. 7) steht dem Entwurf Nr. 10 in der Linienführung sehr nahe, er ist aber technisch nicht so einwandfrei, namentlich in bezug auf die Ausbildung der Überbauten in der Nebenstromöffnung. Von den Bogenbrücken wird der Entwurf Nr. 37 (Abb. 10) mit 1000 R.-M. zum Ankauf empfohlen, weil er trotz der Überbrückung der linken Landöffnung mit einem massiven Bauwerk eine sehr schöne und klare Linienführung zeigt. Auch der zum Ankauf mit 500 R.-M. empfohlene Entwurf Nr. 7 (Abb. 12) überragt in schönheitlicher Beziehung und in konstruktiver Hinsicht die übrigen, in die engste Wahl gekommenen Bogenträger.

2. Balkenbrücken. Die Entwürfe Nr. 13 (Abb. 8) und 117 (Abb. 9), die über den beiden Stromöffnungen in gleicher Höhe durchlaufende Träger zeigen, und keine Pfosten aufweisen, werden wegen ihrer schlichten Linienführung und wegen ihrer großen Wirtschaftlichkeit den zum Ankauf empfohlenen Bogenbrücken vorgezogen und mit dem dritten und vierten Preis ausgezeichnet. Der Entwurf Nr. 13 erhält wegen der geringeren Trägerhöhe den Vorzug vor dem Entwurf Nr. 117. Der Entwurf Nr. 32 (Abb. 13) kommt den vorstehend genannten Entwürfen sehr nahe, steht ihnen aber wegen der senkrechten Endabschlüsse etwas nach. Von den übrigen in die engste Wahl gekommenen Balkenträgern ist der Entwurf Nr. 5 (Abb. 11) der ansprechendste."

Von den acht neben den vorgenannten Entwürfen in die engste Wahl gekommenen Entwürfen zeigen fünf ähnlich den mit den beiden ersten Preisen ausgezeichneten Entwürfen in der Hauptöffnung Bogenträger und Blechbalkenträger in der Nebenöffnung, während bei drei Entwürfen Parallelfachwerkträger ähnlich den Abb. 8 u. 9 vorgeschlagen werden. Sie

Abb. 14. Entwurf Nr. 42. Kennzahl 533 335.

stehen den preisgekrönten und angekauften Entwürfen so nahe, daß auf ihre Wiedergabe und Beschreibung hier verzichtet werden kann. Die Verfasser der fünf erstgenannten Entwürfe sind: Entwurf Nr. 15: Dipl.-Ing. Th. Renz, Regierungsbauführer Offenburg. Dipl.-Ing. Karl Hennemann, Regierungsbauführer, Offenburg. Entwurf Nr. 29: Prof. Dr.-Ing. Gaber, Technische Hochschule Karlsruhe, mit Prof. Dr.-Ing. ehr. Läuger, Architekt, Karlsruhe, und H. Honnef, Dinglingen. Entwurf Nr. 79: Gutehoffnungshütte AG. für Bergbau- und Hüttenbetrieb, Oberhausen (Rhld.) und Philipp Holzmann AG. Frankfurt (Main). Entwurf Nr. 99: Dipl.-Ing. Karl Fritsch und Manfred Dörr als Architekt, Mannheim und Entwurf Nr. 110: Oberbaurat A. Brauer, Berlin-Wilmersdorf mit Regierungs- und Baurat Dr.-Ing. Fr. Herbst, Berlin, und Dipl.-Ing. Edgar Schmidt, Berlin-Lichterfelde. Die Entwürfe mit Balkenträgern wurden eingereicht von: Entwurf Nr. 6: Hein, Lehmann & Co., AG., Düsseldorf-Berlin, Prof. Paul Bonatz, Stuttgart. Wayss & Freytag AG., Frankfurt (Main)-Stuttgart. Entwurf Nr. 53: Boerner & Lange, Zivilingenieure, Düsseldorf. Bobrek & Leykauf, Architekten B. D. A. Düsseldorf, und Entwurf Nr. 57: Dr.-Ing. Kirchhoff, Berlin, mit H. Honnef, Heidelberg.

Von den nicht in die engste Wahl gekommenen Entwürfen seien noch einige bemerkenswerte Arbeiten angeführt.

Entwurf Nr. 42. Kennzahl 533 335. Verfasser Dipl.-Ing. Hans Atzenbeck, Architekt, München. Dipl.-Ing. Hans Bayer, Oberingenieur (Abb. 14).

Die große Öffnung ist mit vollwandigen Bogenträgern von rd. 182 m Stützweite über der Fahrbahn und die kleine mit Vollwandbogenträgern von rd. 71 m Stützweite unter der Fahrbahn überspannt. Beide Bogen sind mit in Fahrbahnhöhe liegenden Zugbändern versehen. Abstand der Hauptträger der Bahnbrücke 9,66 m, der Straßenbrücke 10,1 m. Stegblechhöhe des großen Bogens rd. 3,5 m, des kleinen Bogens rd. 1,5 m. Der waagerechte Schub der Bogen soll z. T. auf den Baugrund übertragen, z. T. von den Zugbändern aufgenommen werden. Zu diesem Zweck werden in den beiden Uferpfeilern einarmige, senkrechte Hebel als Bogenwiderlager eingebaut, deren obere Enden durch die Zugbänder mit dem durch einbetonierte Fachwerkträger verstärkten Strompfeiler verbunden werden. Die Längen der Hebelarme sollen so gewählt werden, daß die geringen Ausschläge der Druckresultierenden im Strom- und in den Uferpfeilern bei den ungünstigsten Belastungen nach beiden Seiten gleich groß sind.

Der in schönheitlicher Hinsicht sehr ansprechende Entwurf mußte aus der Preisverteilung und Ankaufsempfehlung ausscheiden, da er bezüglich der Aufnahme der Bogenschübe den Bedingungen widersprach.

Abb. 15. Entwurf Nr. 76. Kennzahl 0 028 000.

Entwurf Nr. 76. Kennzahl 0 028 000. Verfasser: Bruno Schulz, Regierungsbaumeister a. D., Berlin-Grunewald. Walter Straßmann, Magistratsoberbaurat, Berlin-Wilmersdorf (Abb. 15).

In beiden Öffnungen sind biegungsfeste Bogenträger in steifer Verbindung mit biegungsfesten, in Fahrbahnhöhe liegenden Zugbalken (Bogenrahmenträger) vorgesehen. Hängestangen in rd. 10 m Entfernung verbinden Bogen und Balken, die zusammen die Biegungsmomente aufnehmen. Stützweiten 177 + 96 m, Pfeilhöhen 22 + 12 m, Höhe der

Bogenträger 3,5 + 2,5 m, der Balkenträger rd. 2 m. Abstand der Hauptträger der Bahnbrücke 9,8 m, der Straßenbrücke 10,1 m. Ein Vergleich mit den Abb. 4 u. 6 zeigt, daß die oben mitgeteilte Ansicht des Preisgerichts hinsichtlich der Lösung mit Bogenträgern über der Fahrbahn in beiden Öffnungen richtig ist.

Abb. 16. Entwurf Nr. 25. Kennzahl 710 000.

Entwurf Nr. 25. Kennzahl 710 000. Verfasser: Gutehoffnungshütte AG. für Bergbau- und Hüttenbetrieb, Oberhausen (Rhld). Philipp Holzmann AG., Frankfurt (Main) (Abb. 16).

In der Hauptöffnung vollwandiger trapezförmiger Steifrahmen mit Zugband von 184,8 m Stützweite, der auf einem Kragarm von 16,6 m Länge in der Nebenöffnung doppelwandige Blechträger von 58,1 m Stützweite trägt. Die linke Uferöffnung ist mit 40 m weit gespannten Blechträgern ähnlich der Nebenöffnung überbrückt. Pfeilhöhe des Trapezträgers 26,75 m über Zugband, das rd. 5 m über den Auflagern liegt. Die Stegblechhöhe der Hauptträgerstreben verjüngt sich von 8 m an den Auflagern bis auf 4 m im waagerechten Teil. Stegblechhöhe des Überbaues in der Nebenöffnung 4,5 m. Abstand der Hauptträger der Bahn- und Straßenbrücke 9,8 m. Abstand der Hängestangen und Querträger 15,4 m. Von der Straßenfahrbahn aus ist in den Seitenöffnungen kein freier Ausblick möglich. Oberer und unterer Windverband. Baustoff St Si.

Entwurf Nr. 108. Kennzahl 124 000. Verfasser: Zivilingenieur W. Maelzer, Berlin-Wilmersdorf. Architekt Josef Reuter, Berlin-Friedenau (Abb. 17).

Unter Einbeziehung der linken Landöffnung über drei Öffnungen durchlaufender doppelwandiger Blechträger mit Gelenken in den Seitenöffnungen. Der Träger ist durch einen in der Hauptöffnung bogenförmigen, in den Seitenöffnungen geraden und nach den Enden abfallenden Stabzug versteift. Über den Auflagern ist der Stabzug biegungsfest an den Versteifungsträger angeschlossen. Stützweiten 37 + 179 + 80,5 m. Pfeilhöhe des Stabbogens von Mitte Bogen bis Mitte Versteifungsträger 22,5 m. Höhe des Stabbogens über Oberkante des Versteifungsbalkens am Strom- und linken Uferpfeiler 3,5 m, an den Endauflagern 2,5 m. Abstand der Hauptträger der Bahnbrücke 9,56 m, der Straßenbrücke 10,1 m. Abstand der Hängestangen rd. 6 m. Höhe des Versteifungsträgers 3,5 m. Die Untergurte sind an den Mittelstützen herabgezogen. Die Mitte des Versteifungsträgers liegt rd. 9 m über den Auflagern. Unterer Windverband. Oberer Verband nur in der Mittelöffnung. Baustoff St Si. Von der Straßenfahrbahn aus ist kein freier Ausblick vorhanden.

Damit sei die Erörterung des Ergebnisses der drei Skizzenwettbewerbe abgeschlossen. Die überaus rege Beteiligung, die die Wettbewerbe sowohl seitens der Brückenbauanstalten als auch bei Einzelpersonen gefunden haben, hat eine große Zahl recht beachtenswerter Vorschläge für die drei neuen Rheinbrücken geschaffen. Ob einer von diesen und gegebenenfalls welcher der nunmehr erforderlichen Bearbeitung der Sonderentwürfe zugrunde gelegt werden wird, kann erst nach eingehenden Untersuchungen entschieden werden, da hierbei u. a. auch die bei den Wettbewerben in den Hintergrund getretene Frage der Wirtschaftlichkeit stärker berücksichtigt werden muß. Zum Schluß bleibt noch zu wünschen übrig, daß der Bau dieser wichtigen Bindeglieder zwischen der Pfalz und dem rechtsrheinischen Deutschland nicht durch Einspruch der Besatzungsbehörde verzögert wird.

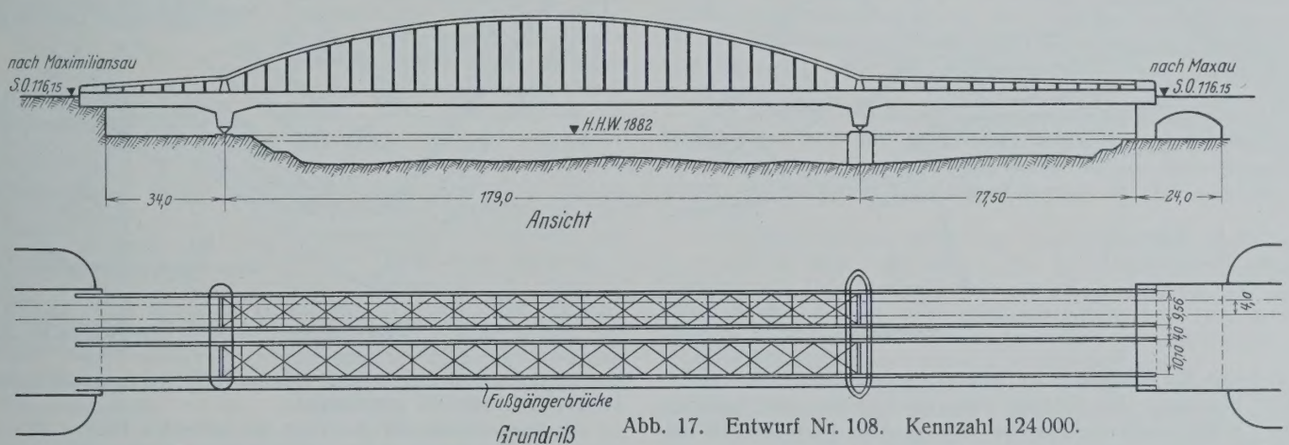


Abb. 17. Entwurf Nr. 108. Kennzahl 124 000.

Der internationale Wettbewerb für den Bau eines Freihafens in Barcelona.

Allgemeine Verhältnisse und Besprechung des mit dem ersten Preise gekrönten Entwurfes des Ingenieurs Bjørn Petersen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. **Anker Engelund,** Kopenhagen.

Bei dem im Jahre 1927 ausgeschriebenen internationalen Wettbewerb für den Bau eines Freihafens in Barcelona erhielt von 54 eingegangenen Entwürfen den höchsten Preis von 40 000 Pesetas der Entwurf „El Puerto del Mediterraneo" des Ingenieurs und Unternehmers Chr. Bjørn Petersen, Kopenhagen.[1])

Die außerordentlich große und fesselnde Aufgabe hat seinerzeit, wie schon aus der regen Beteiligung am Wettbewerb hervorgeht, in der ganzen technischen Welt lebhaftes Interesse erregt.

Das zur Verfügung stehende Gelände — heute Ackerland — ist durch das Mittelmeer, den Llobregatfluß und die Eisenbahnlinie Madrid—Barcelona, die sogenannte M. Z. A.-Linie, begrenzt, im übrigen war den Bewerbern bezüglich der Anordnung der Hafenbecken und Gleisanlage freie Hand gelassen.

Die Hauptaufgaben sind die Gestaltung des Vorhafens mit seinen Deckwerken sowie des Innenhafens mit für die verschiedenen Zwecke eingerichteten Hafenbecken. Es sollen ein Handelshafen mit Becken für die verschiedenen Waren wie Kohlen, Getreide, Lebensmittel u. dergl., ein Industriehafen mit besonderen Becken für maritime Industrien, Schiffswerften, Trockendocks usw., sowie ein besonderer Hafen für feuergefährliche Güter wie Öl, Benzin und ähnliche Stoffe und schließlich ein Quarantänehafen sowie Hafenbecken für das Hafenmaterial eingerichtet werden.

Eine so umfangreiche Hafenanlage erfordert selbstverständlich ein weitverzweigtes Eisenbahn- und Straßennetz mit Entwässerungsanlagen, Wasser- und Elektrizitätsversorgung. Die Kaie werden mit Speichern, Magazinen, Silos, Gefrierhäusern usw., sowie mit Kranen und sonstigen mechanischen Hilfsmitteln verschiedener, den besonderen Zwecken abgepaßter Bauart versehen.

Bei dem Entwerfen des Hafens und ganz besonders seiner Deckwerke sind namentlich zwei Umstände in Betracht zu ziehen, nämlich die vorherrschenden Windströmungen und die Materialwanderung. Die heftigsten Stürme kommen von Ost, aber auch die von Süd wehenden Stürme sind gefährlich; — die zwei entscheidenden Windrichtungen bilden einen Winkel von etwa 90° zueinander, so daß es sehr schwierig wird, den Hafen genügend zu decken, um so mehr, als erhebliche Materialwanderungen in Betracht zu ziehen sind. Für die letzteren ist vor allem der Wind entscheidend, während der nicht besonders kräftige Strom in zweiter Linie steht. Die resultierende Materialwanderung geschieht im allgemeinen von NO nach SW, da Stürme von NO die größte Macht

[1]) Vergl. hierzu „Die Bautechnik" 1929, Heft 5.

haben; — die Materialwanderung bildete von alters her stets eine Gefahr für den Hafen.

Früher reichte das Mittelmeer über das Gebiet hinein, auf dem der Freihafen anzulegen ist, und das Meer deckte auch einen großen Teil des Geländes, auf dem die Stadt Barcelona jetzt liegt. Der Berg Montjuich bildete ein Vorgebirge zwischen zwei großen Buchten, die vorzügliche, natürliche Ankerplätze für die Schiffe darboten. Im Laufe der Zeit hat das Land sich bedeutend in das Meer hinausgeschoben, indem Ablagerungen die Buchten aufgefüllt haben, wodurch etwa 15 000 ha neuen Landes entstanden sind.

Der Erdboden der Freihafenfläche besteht hauptsächlich aus Ablagerungen von Sand und Lehm, teilweise mit weicheren Schichten bis zu erheblicher Tiefe; das Ausgraben von Hafenbecken wird daher keine besonderen Schwierigkeiten verursachen.

Die Fläche, auf der der Freihafen den Bedingungen des Wettbewerbes gemäß anzulegen ist, liegt zwischen dem Llobregatfluß, der Eisenbahnlinie Barcelona—Villenueva und dem Mittelmeer (Abb. 1 u. 2). Sie ist etwa 1130 ha groß; hiervon muß der Raum für einen Spazierweg entnommen werden, der längs der Küste des Mittelmeers führt und teils am Llobregatfluß entlang, teils über die Eisenbahnlinie zwecks Verbindung mit Barcelona fortgesetzt werden soll.

Die gesamte Hafenanlage umfaßt außer obiger Fläche, wo der eigentliche Hafen — der Innenhafen — anzulegen ist, einen ansehnlichen, von Wellenbrechern gedeckten Vorhafen.

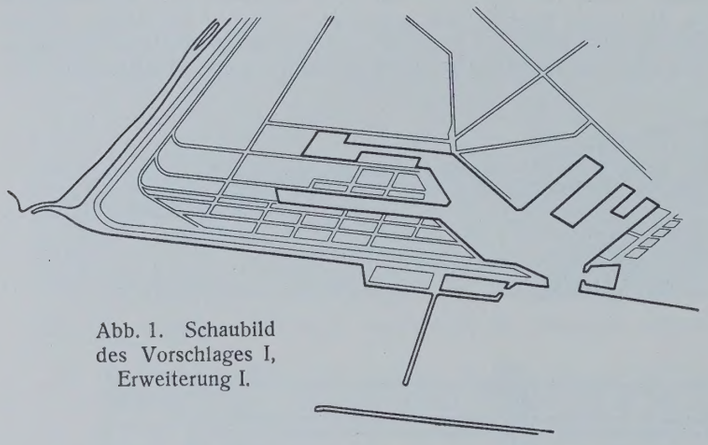


Abb. 1. Schaubild des Vorschlages I, Erweiterung I.

Der Verfasser der preisgekrönten Lösung „El Puerto del Mediterraneo" ist bestrebt gewesen, die Vorteile aufrechtzuerhalten, die bezüglich Besegelung, Erweiterungsmöglichkeiten usw. für den Handelshafen Barcelonas bereits vorhanden sind. Die östlichen Deckwerke des vorgeschlagenen Freihafens bilden eine Fortsetzung des bereits für den Handelshafen vorhandenen Wellenbrechers, derart, daß der Handelshafen sich schon dadurch erweitern läßt, daß neue Piere von der Küste hinausgebaut werden, wobei der Handelshafen durch den verlängerten östlichen Wellenbrecher und einen neu zu erbauenden südlichen Hafendamm geschützt wird.

Der Entwurf enthält vier Vorschläge, jeder mit verschiedenen Erweiterungsstufen. In sämtlichen Vorschlägen ist besonders berücksichtigt, daß der Hafen einstweilig mit einer verhältnismäßig bescheidenen Größe gebaut werden kann, um sich nach und nach entwickeln zu können, ohne dem Betriebe des vorhandenen Hafens hinderlich zu werden.

Der Vorhafen hat eine Wasserfläche von etwa 250 bis 300 ha, etwas verschieden bei den einzelnen Vorschlägen. Ostwärts wird der Hafen von einem Wellenbrecher begrenzt, der sich dem bereits vorhandenen östlichen Wellenbrecher anschließt — südwärts von einem vom Lande ausgehenden Hafendamm. An den südlichen Hafendamm wird ein besonderer Hafen für brennbare Güter gelegt; dieser liegt somit außerhalb des eigentlichen Hafens, jedoch durch die Deckwerke geschützt. Der Benzinhafen kann, falls ein Tankdampfer leck werden sollte, mittels Stahlpontons abgesperrt werden.

Für die Wellenbrecher sind mehrere Vorschläge ausgearbeitet worden. Da die Wassertiefe, auf der die Hafendämme zu bauen sind 15 bis 20 m beträgt und die Beeinflussung der Wellen hier erfahrungsgemäß eine sehr bedeutende sein kann, hat der Verfasser dem Bau dieser Wellenbrecher besondere Aufmerksamkeit gewidmet. Wie ersichtlich, ist der Gesichtspunkt maßgebend gewesen, daß die Bauteile, aus denen die Wellenbrecher erbaut werden sollen, möglichst groß sein und die volle Breite des Hafendammes haben müssen, derart, daß keine Längsfugen entstehen; ferner daß die Verbindung der einzelnen Bauteile unter sich sowie mit dem Boden möglichst wirksam sein soll, damit ein kontinuierliches Bauwerk geschaffen wird, das imstande ist, den kräftigen Angriffen der Wellen Widerstand zu leisten.

Die Wellenbrecher sind aus hohlen Eisenbetonelementen gebaut, die an Ort und Stelle bugsiert, dort auf einen Unterbau aus natürlichen Steinen gesenkt und mit Beton, Steinen und Sand gefüllt werden. Die Elemente werden entsprechend dem Fortschritt des Baues des Hafendammes eins vor dem anderen angeordnet. Unter Berücksichtigung der mit dem Planieren der Unterlage hier an der freien Küste verbundenen Schwierigkeiten sind die Elemente in besonderer Weise gestaltet, so daß das Planieren auf ein Mindestmaß beschränkt wird.

Die Konstruktionen sind derart ausgebildet, daß Schiffe an der Innenseite der Hafendämme anlegen können, ein Umstand, der sicher hier im Vorhafen zum Freihafen Barcelonas von Belang sein wird.

Die Baukosten der Wellenbrecher auf rd. 20 m Wassertiefe werden sich auf 20 000 Pesetas für 1 lfd. m stellen.

Der Binnenhafen zerfällt in einen besonderen Handelshafen, einen Industriehafen, Hafenbecken für Werften mit Docks und Hellingen usw.; es sind besondere Hafenbecken mit Kaien für Kohlen eingerichtet, und es sind ferner besondere Kaie für Getreide mit Silos, Mühlen und dazu-

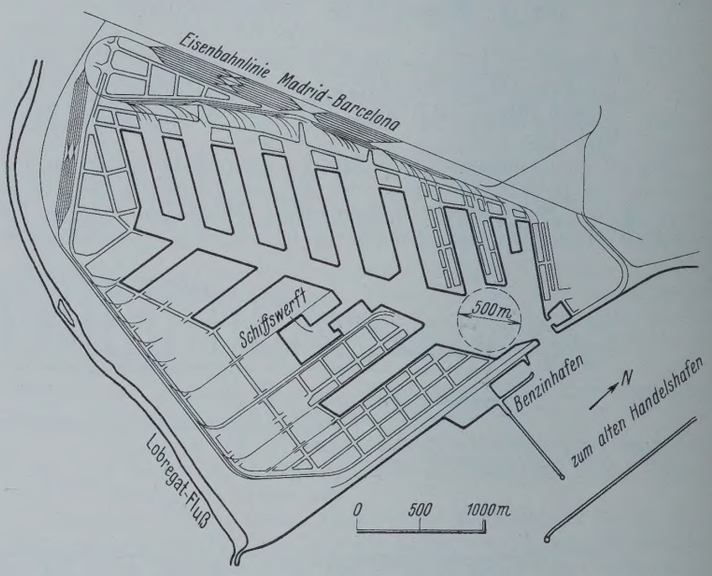


Abb. 2. Plan des Vorschlages I, Erweiterung II.

gehörigen Anlagen vorgesehen. Zwecks Aufbewahrung von Lebensmitteln werden Gefrierhäuser eingerichtet.

Im Handelshafen ist die Tiefe der äußersten Becken 12 m; bei den inneren Becken läßt sich die Tiefe etwas verringern, etwa auf 10 m. In den Industriebecken sind für die Tiefe die von den verschiedenen Industrien gestellten Ansprüche maßgebend.

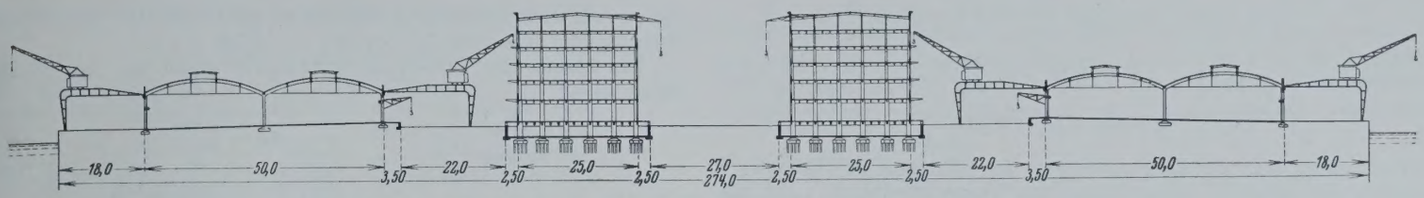
Für die Kaie des Handelshafens sind sowohl einstöckige als zweistöckige Speicher sowie sechsstöckige Magazingebäude in Aussicht genommen. Die Speicher und die Magazine werden in Eisenbeton mit Ausfüllung von Mauerwerk ausgeführt und auf Eisenbetonpfählen gegründet; Getreidesilos und Mühlen sind ebenfalls in Eisenbeton ausgeführt.

Der Hafen ist mit Kranen und mechanischen Fördereinrichtungen ausgerüstet (Abb. 3), mittels deren die Schiffe möglichst schnell abgefertigt werden sollen, damit ihre Liegezeit auf ein Mindestmaß beschränkt wird. Es sind hier verschiedene Typen sowohl gewöhnlicher Kaikrane als von Sonderkranen für schweres Gut, Kohlenkrane und schließlich verschiedene Systeme von Werftkranen in Aussicht genommen.

Für die Kaie hat in Anbetracht der Bodenverhältnisse der Verfasser teils solche Konstruktionen vorgeschlagen, die unter Trockenlegung ohne Ausgrabung bis zur vollen Tiefe ausgeführt werden können, teils auch solche, die erst gebaut werden können, nachdem das Hafenbecken ausgebaggert ist; unter diesen Umständen haben sowohl Eisenbetonspundwände wie auch Eisenbetonsenkkasten (Abb. 4) Verwendung gefunden. Die Baukosten werden sich auf 3000 bis 5000 Pesetas für 1 lfd. m stellen.

Wie bereits angeführt, wird die Freihafenfläche auch durch die Eisenbahnlinie Barcelona—Villenueva begrenzt, und zwar derart, daß der Verkehr zwischen Barcelona und dem Freihafen über oder unter diese Eisenbahnlinie geführt werden muß, die mit dem vorhandenen Hafenbahnhof die Eisenbahnverbindung des jetzigen Handelshafens bildet.

Der Verfasser hat Estacion Casa Antunez erweitert, und der Hafenbahnhof des Freihafens ist in der Verlängerung dieses Bahnhofs angelegt, derart, daß die Grenze des Freihafens zwischen diesen beiden Bahnhöfen liegt. Da die Eisenbahngleise von Estacion Casa Antunez nach beiden Seiten etwas ansteigen, hat der Verfasser die Bahnhofsgleise gehoben, was ohne größere Änderungen der Linie geschehen konnte und wodurch ermöglicht worden ist, daß die zwischen Barcelona und dem Freihafen



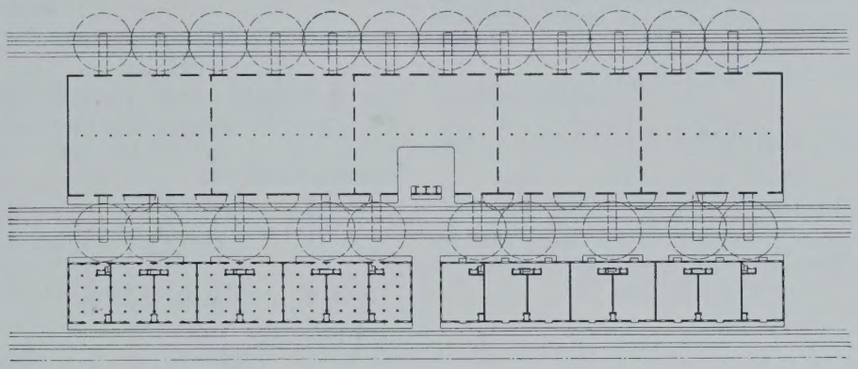
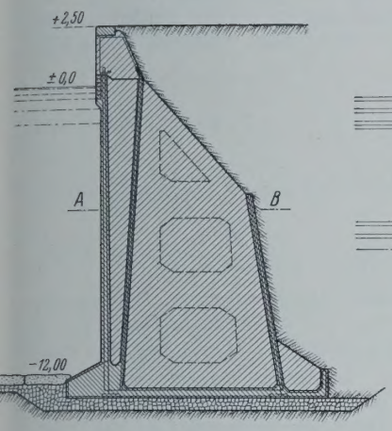


Abb. 3. Querschnitt und Plan eines breiten Piers.

einfahrtstraßen und Hauptgleisen sind vermieden; bereits für eine erste Erweiterung müssen etwa 100 km Gleise angelegt werden, was schon ein Bild von dieser sehr umfassenden Anlage gibt.

Das Wasser aus dem Llobregatfluß wird zur Erneuerung des Wassers in den Hafenbecken benutzt.



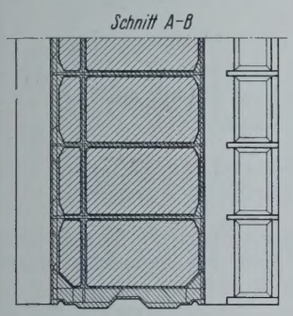


Abb. 4. Kaikonstruktion auf 12 m Wassertiefe.

anzulegenden Verkehrswege unter die Eisenbahnlinie geführt werden können. Die schmalspurige Eisenbahnlinie für die Zufuhr der Landwirtschaftserzeugnisse aus den Ackerbaubezirken hat der Verfasser nicht in das Freihafengebiet hineingeführt, was ohne Zweifel die Gleisanlage gar zu sehr komplizieren würde, ohne daß sich dementsprechende Vorteile dadurch erzielen ließen; dagegen ist eine Umladestation in Verbindung mit Estacion Casa Antunez vorgesehen. Der Hafenbahnhof ist einseitig angelegt, so daß eine Rangierrampe zwecks Rangierens ein- und ausfahrender Güter bei Trennung der beiden Transportrichtungen vorhanden ist.

Am Hafenbahnhof werden die Züge nach den Sekundärbahnhöfen rangiert, die für die verschiedenen Zwecke und für jeden einzelnen Pier angelegt sind.

Schienenkreuzungen zwischen den zum Hafen führenden Haupt-

Die Promenade „El Paseo Maritimo" muß gemäß den im Wettbewerb festgesetzten Bedingungen über die Einfahrt zum Binnenhafen geführt werden. Es muß hier eine Verbindung hergestellt werden, die der Schiffahrt keineswegs hinderlich wird, während zugleich die Kontinuität der „El Paseo Maritimo", die einen unvergleichlich herrlichen Spazierweg längs der Küste des Mittelmeers bietet, nach jeder Richtung hin berücksichtigt wird.

Der Verfasser hat hierzu mehrere Vorschläge angegeben, teils feste Hochbrücken mit einer freien Höhe unter der Brücke von etwa 60 m, teils Hubbrücken, die nur bewegt werden sollen, wenn besonders große Schiffe durchfahren sollen, teils Hängefähren und schließlich Tunnelvorschläge.

Die billigste Lösung bildet ohne Zweifel eine Hängefähre, doch dürfte diese Lösung nicht befriedigen. Ein Tunnel ist vom Standpunkte der Schiffahrt aus ideal, besitzt jedoch für den Verkehr auf „El Paseo Maritimo" gewisse Mängel. Bei einer Hochbrücke ist eine sehr erhebliche Steigung zu überwinden, während eine Hubbrücke den Verkehr land- und seewärts gewissermaßen voneinander abhängig macht.

In den Kostenanschlägen sind die Kosten für den billigsten, ersten Ausbau auf rd. 75 Mill. Pesetas veranschlagt, wobei der Verfasser von der Voraussetzung ausgegangen ist, daß die Wellenbrecher gleich von Anfang an in einer dem vollständigen Ausbau entsprechenden Ausdehnung ausgeführt werden sollen. Die Kosten des vollständigen Ausbaues betragen rd. 500 Mill. Pesetas.

Alle Rechte vorbehalten.

Zur genauen Theorie der Hängebrücken.

Von Dr. techn. **J. Fritsche,** a. o. Professor an der Deutschen Technischen Hochschule Prag.

Die großen Formänderungen, die eine versteifte Hängebrücke unter der Wirkung einer Nutzlast erleidet, lassen es wünschenswert erscheinen, eine in der Baustatik übliche Voraussetzung fallen zu lassen, die darin besteht, daß die Formänderungen im Verhältnis zu den Querschnittgrößen klein höherer Ordnung sind und deshalb bei der Berechnung der

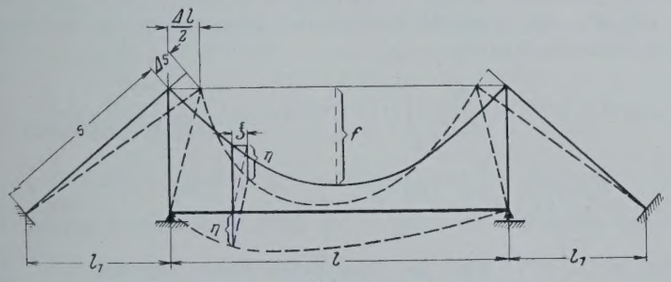


Abb. 1.

durch die Nutzlast hervorgerufenen Spannungen vernachlässigt werden können. Eine genauere Theorie, die diese Formänderungen zu berücksichtigen hat, ist zuerst von Melan aufgestellt worden und bildete die Grundlage für die Berechnung der großen amerikanischen Hängebrücken. Die zahlenmäßige Auswertung der Melanschen Formeln ist insofern etwas zeitraubend, als für die durch die Nutzlast hervorgerufene waagerechte Teilkraft des Seilzuges keine geschlossene Lösung angegeben wird, diese vielmehr nur durch probeweises Einsetzen von Näherungswerten in die entsprechende Bedingungsgleichung ermittelt werden kann. In einem Aufsatze der Z. A. M. M. vom Februar 1928 hat S. Timoschenko zur Lösung dieser Aufgabe Fourriersche Reihenentwicklungen herangezogen, um besonders bei teilweiser Belastung des Versteifungsträgers mit Nutzlast das lästige Berechnen von Integrationskonstanten zu vermeiden. Timoschenko benutzt zur Berechnung der Konstanten b_n der Fourrierschen Reihe für die lotrechte Teilverschiebung η des Versteifungsträgers (Abb. 1) das bekannte Verfahren von Ritz, das wiederum auf dem Dirichletschen Prinzip vom Minimum des Energieinhaltes der Gleichgewichtslage eines elastischen Systems beruht. Man kann diesen Umweg der Berechnung vermeiden, wenn man die Belastungsfunktion $p(x)$ selbst auf bekannte Weise in eine Fourriersche Reihe entwickelt; das Fourrier-Integral leistet dann unmittelbar dasselbe, was man mit Hilfe des Verfahrens von Ritz erst durch längere Rechnung bekommt.

Nimmt man an, daß sich die ständige Last g ganz in das Seil einträgt, und bezeichnet man mit H_g die waagerechte Teilkraft des Seilzuges, dann ist die Gleichgewichtslage des Seiles bestimmt durch

$$H_g \cdot \frac{d^2 y}{d x^2} = -g, \quad \text{daraus} \quad y = \frac{4}{l^2} \cdot x(l-x).$$

Die Nutzlast p spaltet sich in einen Teil q, der Längskräfte im Seil erzeugt, und einen Teil $p - q$, der den Versteifungsträger verbiegt. Es ist

$$(H_p + H_g) \frac{d^2(y+\eta)}{d x^2} = -(g+q),$$

und daraus, wenn man $\frac{H_p}{H_g} = \beta$ bezeichnet:

$$q = \beta g - H_g(1+\beta)\frac{d^2\eta}{dx^2},$$

$$p - q = p - \beta g + H_g(1+\beta)\frac{d^2\eta}{dx^2}.$$

Vernachlässigt man die Längenänderung der Hängestangen, dann ist η zugleich die lotrechte Verschiebung des Versteifungsträgers, und die Differentialgleichung seiner elastischen Linie mit EJ als Biegungssteifigkeit lautet:

$$EJ \cdot \frac{d^4\eta}{dx^4} = p - \beta g + H_g(1+\beta)\frac{d^2\eta}{dx^2},$$

oder mit

$$\frac{H_g}{EJ}(1+\beta) = k^2:$$

$$\frac{d^4\eta}{dx^4} - k^2 \cdot \frac{d^2\eta}{dx^2} = \frac{p-\beta g}{EJ}.$$

Das Belastungsglied kann nun, ganz gleichgültig ob $p(x)$ stetig oder unstetig über die Spannweite l verteilt ist, nach einer Fourrierschen Reihe entwickelt werden; es ist

$$p(x) = \frac{a_0}{2} + \sum_1^\infty \left(a_n \cos\frac{n\pi x}{l} + b_n \sin\frac{n\pi x}{l}\right),$$

wobei

$$a_n = \frac{1}{l}\int_0^{2l} p(x)\cos\frac{n\pi x}{l}\cdot dx, \quad b_n = \frac{1}{l}\int_0^{2l} p(x)\sin\frac{n\pi x}{l}\cdot dx.$$

Ist p eine über die Strecke $2c$ gleichmäßig verteilte Streckenlast, und ist die Lastmittellinie um den Betrag u von dem linken Ende des Versteifungsträgers entfernt (Abb. 2), dann bekommt man, wenn man mit Rücksicht auf die Randbedingungen p x) in eine sin-Reihe entwickelt:

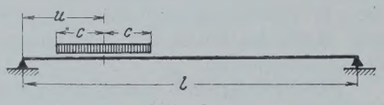


Abb. 2.

$$a_n = 0, \quad b_n = \frac{2}{l}\int_{u-c}^{u+c} p\sin\frac{n\pi x}{l}\cdot dx = -\frac{2pc}{l}\cdot\frac{l}{n\pi c}\left[\cos\frac{n\pi x}{l}\right]_{u-c}^{u+c}$$

$$p(x) = \frac{4pc}{l}\sum_1^\infty \frac{\sin\frac{n\pi c}{l}}{\frac{n\pi c}{l}}\sin\frac{n\pi u}{l}\sin\frac{n\pi x}{l}.$$

Daraus bekommt man den Ausdruck für eine Vollbelastung mit βg, wenn man statt p den Wert βg setzt, $u = \frac{l}{2}$, $c = \frac{l}{2}$:

$$\beta g = 4\beta g \sum_1^\infty \frac{1}{n\pi}\sin^2\frac{n\pi}{2}\sin\frac{n\pi x}{l},$$

und die Differentialgleichung für η lautet nun:

$$\frac{d^4\eta}{dx^4} - k^2\cdot\frac{d^2\eta}{dx^2} = \frac{4}{EJ}\sum_1^\infty b_n \sin\frac{n\pi x}{l}, \tag{1}$$

wenn

$$b_n = \frac{1}{n\pi}\left(p\sin\frac{n\pi c}{l}\sin\frac{n\pi u}{l} - \beta g\sin^2\frac{n\pi}{2}\right) = \frac{1}{n\pi}\cdot\overline{b_n}.$$

Auch der Fall einer Einzellast P ist auf diese Weise wenigstens mit guter Annäherung zu erledigen. Läßt man c unbegrenzt abnehmen, bis es sich der Grenze Null nähert, dann wird

$$\left(\frac{\sin\frac{n\pi c}{l}}{\frac{n\pi c}{l}}\right)_{c\to 0} = 1, \qquad (2pc)_{c\to 0} = P$$

und P im Abstande u von der linken Stütze stellt sich analytisch durch folgende Reihe dar:

$$P = \frac{2P}{l}\sum_1^\infty \sin\frac{n\pi u}{l}\sin\frac{n\pi x}{l}.$$

Da man die Funktion $P = f(x)$ nicht berechnen will, hat es nichts auf sich, wenn auch obige Reihe nicht konvergiert;[1]) damit wird

$$b_n = \frac{1}{n\pi}\left(\frac{Pn\pi}{2l}\sin\frac{n\pi u}{l} - \beta g\sin^2\frac{n\pi}{2}\right).$$

[1]) Über die Summierbarkeit derartiger Reihen findet alles Nähere in dem Buche von K. Knopp: Theorie und Anwendungen der unendlichen Reihen. Berlin 1922. Verlag von Julius Springer.

Die weitere Rechnung kann nun genau so geführt werden, wie bei einer Streckenlast p innerhalb der Grenzen $u-c$ bis $u+c$.

Die Lösung der Differentialgleichung (1) ergibt sich auf bekannte Weise mit

$$\eta = \frac{4}{EJ}\sum_1^\infty \frac{b_n}{\frac{n^4\pi^4}{l^4} + k^2\cdot\frac{n^2\pi^2}{l^2}}\sin\frac{n\pi x}{l} + A\,\mathfrak{Cof}\,kx + B\,\mathfrak{Sin}\,kx + Cx + D.$$

Die vier Randbedingungen für η verlangen

$$(\eta)_{x=0} = (\eta)_{x=l} = 0, \qquad (\eta'')_{x=0} = (\eta'')_{x=l} = 0.$$

Aus dem Ansatze einer sin-Reihe für das Belastungsglied folgt, da das partikulare Integral die Randbedingungen bereits befriedigt, daß $A = B = C = D = 0$ werden muß. Nach einer einfachen Zwischenrechnung erhält man

$$\eta = \frac{4l^4}{EJ\pi^5}\sum_1^\infty \frac{1}{n^5 + n^3\alpha(1+\beta)}\left(p\sin\frac{n\pi c}{l}\sin\frac{n\pi u}{l} - \beta g\sin^2\frac{n\pi}{2}\right)\sin\frac{n\pi x}{l}, \tag{2}$$

darin bedeutet

$$\alpha = \frac{H_g l^2}{\pi^2 EJ}.$$

Diesen Ausdruck für η hat mit kleinen Abänderungen S. Timoschenko angegeben. Damit ist η und auch $M = -EJ\eta''$ bekannt, wenn sich β angeben läßt. Die Berechnung von β bezw. von H_p ist nun der wichtigste Teil der zu lösenden Aufgabe. Bezeichnet man die waagerechte Teilverschiebung des Seiles mit ξ, dann sind die Koordinaten des verformten Seiles $y+\eta$ bezw. $x+\xi$. Das Längendifferential ds des Seiles berechnet sich mit

$$ds = (x'^2 + y'^2)^{1/2}\,dx = (1+y'^2)^{1/2}\,dx,$$

wenn x', y' Differentialquotienten nach x bedeuten. Das Längendifferential ds geht bei der durch p bewirkten Verformung in $ds + \Delta ds$ über; es ist

$$ds + \Delta ds = \left[(x'+\xi')^2 + (y'+\eta')^2\right]^{1/2}dx = \left[(1+y'^2)\left(1 + 2\cdot\frac{\xi' + y'\eta'}{1+y'^2}\right)\right]^{1/2}dx,$$

oder wenn man kleine Größen von höherer Kleinheitsordnung als der ersten vernachlässigt, bekommt man mit Hilfe der binomischen Reihenentwicklung

$$\Delta ds = (1+y'^2)^{1/2}\cdot\frac{\xi' + y'\eta'}{1+y'^2}\cdot dx = (1+y'^2)^{-1/2}(d\xi + y'\,d\eta)$$

oder

$$\Delta ds\,(1+y'^2)^{1/2} = d\xi + y'\,d\eta$$

und schließlich

$$d\xi = \Delta ds\,(1+y'^2)^{1/2} - y'\,d\eta. \tag{3}$$

Nun lautet die Randbedingung für das Seil, wenn man die durch die Verlängerung der Rückhaltseile bewirkte Verschiebung der Pylonenköpfe mit Δl bezeichnet:

$$\int_0^l d\xi = [\xi]_0^l = -\Delta l,$$

und es ergibt sich nun

$$\int_0^l \Delta ds\,(1+y'^2)^{1/2} - \int_0^l y'\,d\eta + \Delta l = 0 \tag{4}$$

$$\Delta ds = \frac{H_p\sec\varphi}{E_s F_s}\cdot ds = \frac{H_p}{E_s F_s}\cdot\sec^2\varphi\,dx = \frac{H_p}{E_s F_s}(1+y'^2)\,dx.$$

E_s, F_s sind Elastizitätsbeiwert und Querschnittfläche des Seiles, φ ist bestimmt durch $\operatorname{tg}\varphi = y'$,

$$\int_0^l \Delta ds\,(1+y'^2)^{1/2} = \frac{H_p}{E_s F_s}\int_0^l (1+y'^2)^{3/2}\,dx = \frac{H_p}{E_s F_s}\int_0^l \sec^3\varphi\,dx$$

$$= \frac{H_p}{E_s F_s}\int_0^l \left[1 + \frac{3}{2}\cdot\frac{16f^2}{l^4}(l-2x)^2\right]dx = \frac{H_p}{E_s F_s}\cdot l\left[1 + 8\left(\frac{f}{l}\right)^2\right].$$

Dabei ist $(1+y'^2)^{3/2}$ nach der binomischen Reihe entwickelt und nach dem zweiten Gliede abgebrochen, da der notwendige Genauigkeitsgrad der Rechnung in den meisten Fällen die Vernachlässigung von y'^4 gestatten wird. Die Verlängerung Δs des Rückhaltseiles infolge H_p ist, wenn τ den Winkel bedeutet, den es mit der Waagerechten bildet:

$\Delta s = \frac{H_p\sec\tau}{E_s F_s}\cdot s$ und mit Rücksicht auf Abb. 1 nun

$$\Delta l = 2s\frac{H_p}{E_s F_s}\cdot\sec^2\tau$$

oder wenn l_1 die Länge der waagerechten Projektion von s ist:

$$\Delta l = 2\, l_1 \sec^3 \tau \frac{H_p}{E_s F_s}.$$

Aus der bereits gewonnenen Lösung für η berechnet sich

$$(5) \quad d\eta = \frac{4\, l^3}{E J \pi^4} \sum_1^\infty \frac{1}{n^4 + n^2 \alpha (1+\beta)} \cdot \overline{b}_n \cos \frac{n \pi x}{l} \cdot d x$$

und die Randbedingung für das Seil lautet damit

$$\frac{H_p}{E_s F_s} \left\{ l \left[1 + 8 \left(\frac{f}{l} \right)^2 \right] + 2\, l_1 \sec^3 \tau \right\} - \int_0^l \frac{4 f}{l^2} (l - 2x)\, d\eta = 0.$$

Bezeichnet man mit

$$L = l \left[1 + 8 \left(\frac{f}{l} \right)^2 \right] + 2\, l_1 \sec^3 \tau, \quad \nu = \frac{E J}{E_s F_s}$$

und dividiert durch

$$H_g = \frac{g\, l^2}{8 f},$$

so bekommt man

$$\pi^4 \beta \nu L g - 128 \cdot \frac{f^2}{l} \sum_1^\infty \frac{1}{n^4 + n^2 \alpha (1+\beta)} \cdot \overline{b}_n \int_0^l (l - 2x) \cos \frac{n \pi x}{l}\, d x = 0.$$

Es ist

$$\int_0^l (l - 2x) \cos \frac{n \pi x}{l}\, d x = -2 \frac{l^2}{n^2 \pi^2} (\cos n \pi - 1),$$

da

$$\int x \cos \frac{n \pi x}{l}\, d x = \frac{x\, l}{n \pi} \sin \frac{n \pi x}{l} + \frac{l^2}{n^2 \pi^2} \cos \frac{n \pi x}{l},$$

und es wird

$$\pi^6 \beta \nu L g - 256 f^2 l \sum_1^\infty \frac{1}{n^6 + n^4 \alpha (1+\beta)} \cdot \overline{b}_n (1 - \cos n \pi) = 0.$$

Diese Reihe darf mit Rücksicht auf die rasche Konvergenz mit n^6 auf die ersten beiden Glieder beschränkt werden; das erste Glied lautet

$$2 \frac{1}{1 + \alpha (1+\beta)} \left(p \sin \frac{\pi c}{l} \sin \frac{\pi u}{l} - \beta g \right),$$

das zweite Glied wird Null, und es ergibt sich die Randbedingung für das Seil

$$(6) \quad \pi^6 \beta \nu L g - 512 f^2 l \left(p \sin \frac{\pi c}{l} \sin \frac{\pi u}{l} - \beta g \right) \frac{1}{1 + \alpha (1+\beta)} = 0.$$

Für bestimmte Belastungsfälle kann diese Gleichung nun sehr einfach ausgewertet werden. Ist Vollbelastung mit p t/m gegeben, dann ist

$$c = \frac{l}{2}, \quad u = \frac{l}{2},$$

und aus obiger Gleichung folgt

$$[1 + \alpha (1 + \beta_1)]\, \pi^6 \nu L g \beta_1 - 512 f^2 l (p - \beta_1 g) = 0$$

oder

$$(7) \quad \beta_1^2 + \beta_1 \left[1 + \frac{1}{\alpha} (1 + \varkappa) \right] - \frac{\varkappa}{\alpha} \cdot \frac{p}{g} = 0,$$

wenn

$$(7a) \quad \varkappa = \frac{512 f^2 l}{\pi^6 \nu L}, \quad \alpha = \frac{H_g l^2}{\pi^2 E J}.$$

Die beiden dimensionslosen Größen $\varkappa$ und α können unmittelbar aus den gegebenen Größen berechnet werden; die Auflösung der quadratischen Gleichung liefert β_1 und damit

$$H_p = \beta_1 H_g.$$

Für Halbbelastung links ist $c = \frac{l}{4}$, $u = \frac{l}{4}$:

$$[1 + \alpha (1 + \beta_2)]\, \pi^6 \nu L g \beta_2 - 512 f^2 l \left(p \sin^2 \frac{\pi}{4} - \beta_2 g \right) = 0,$$

und die quadratische Gleichung für β lautet mit denselben Bezeichnungen

$$(8) \quad \beta_2^2 + \beta_2 \left[1 + \frac{1}{\alpha} (1 + \varkappa) \right] - \frac{\varkappa}{\alpha} \cdot \frac{p}{2 g} = 0.$$

Ist nur das mittlere Drittel mit p t/m belastet, dann bekommt man ganz ähnlich mit $u = \frac{l}{2}$, $c = \frac{l}{6}$:

$$[1 + \alpha (1 + \beta_3)]\, \pi^6 \nu L g \beta_3 - 512 f^2 l \left(p \sin \frac{\pi}{6} - \beta_3 g \right) = 0.$$

Da $\sin \frac{\pi}{6} = \frac{1}{2}$, bekommt man dieselbe Gleichung wie für Halbbelastung.

Die quadratischen Gleichungen für β müssen natürlich auch die Näherungstheorie enthalten, die H_p berechnet, ohne auf die Formänderungen des Tragwerkes Rücksicht zu nehmen. Unter dieser in der Baustatik üblichen Voraussetzung kann ein Einfluß von H_g auf H_p nicht bestehen, es muß folglich α gleich Null werden, und die entsprechenden Gleichungen für H_p lauten mit $\frac{H_p}{H_g} = \overline{\beta}$:

für Vollbelastung

$$(9) \quad \overline{\beta}_1 (1 + \varkappa) - \varkappa \cdot \frac{p}{g} = 0, \quad \overline{\beta}_1 = \frac{\varkappa}{1 + \varkappa} \cdot \frac{p}{g}$$

für Halbbelastung

$$(10) \quad \overline{\beta}_2 (1 + \varkappa) - \varkappa \cdot \frac{p}{2 g} = 0, \quad \overline{\beta}_2 = \frac{\varkappa}{1 + \varkappa} \cdot \frac{p}{2 g}$$

$$\overline{H}_p = \frac{g l^2}{8 f} \cdot \frac{p}{g} \cdot \frac{1}{1 + \frac{1}{\varkappa}} = \frac{p l^2}{8 f} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\nu L \pi^6}{512 f^2 l}}$$

$$= \frac{p l^2}{8 f} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\pi^6}{512} \cdot \frac{E J}{E_s F_s} \cdot \frac{1}{f^2} \left[1 + 8 \left(\frac{f}{l} \right)^2 + 2 \frac{l_1}{l} \sec^3 \tau \right]}.$$

Für den Seilzug aus der Nutzlast $\overline{H}_p$ ergibt sich damit derselbe Ausdruck wie bei den üblichen Berechnungsverfahren bei parabolischer Seilachse; statt $\frac{15}{8} = 1{,}875$ steht $\frac{\pi^6}{512} = 1{,}878$, so daß der Fehler durch das vorzeitige Abbrechen der Reihe mit dem zweiten Gliede ganz unbedeutend wird.

Um die Ergebnisse der genauen Rechnung und der technisch üblichen Näherungsrechnung miteinander vergleichen zu können, ist es notwendig, beide unter denselben Voraussetzungen zu erhalten, vor allem auch die Näherungsrechnung mit Hilfe einer Fourrierschen Reihenentwicklung des Belastungsgliedes durchzuführen; man erhält mit α gleich Null aus (2)

$$(11) \quad \begin{cases} \overline{\eta} = \dfrac{4 l^4}{E J \pi^5} \displaystyle\sum_1^\infty \dfrac{1}{n^5} \\ \left(p \sin \dfrac{n \pi c}{l} \sin \dfrac{n \pi u}{l} - \overline{\beta} g \sin^2 \dfrac{n \pi}{2} \right) \sin \dfrac{n \pi x}{l}. \end{cases}$$

Die Biegungsmomente des Versteifungsträgers ergeben sich nach $M = -E J \eta''$ mit

$$(12) \quad \begin{cases} \overline{M} = \dfrac{4 l^2}{\pi^3} \displaystyle\sum_1^\infty \dfrac{1}{n^3} \\ \left(p \sin \dfrac{n \pi c}{l} \sin \dfrac{n \pi u}{l} - \overline{\beta} g \sin^2 \dfrac{n \pi}{2} \right) \sin \dfrac{n \pi x}{l}, \end{cases}$$

damit bekommt man für Vollbelastung mit p t/m

$$(13) \quad \begin{cases} \overline{M} = \dfrac{4 l^2}{\pi^3} (p - \overline{\beta}_1 g) \\ \left(\sin \dfrac{\pi x}{l} + \dfrac{1}{27} \sin \dfrac{3 \pi x}{l} + \dfrac{1}{125} \sin \dfrac{5 \pi x}{l} + \cdots \right), \end{cases}$$

in der Mitte des Versteifungsträgers wird folglich

$$(14) \quad \overline{M}_m = \frac{4 l^2}{\pi^3} (p - \overline{\beta}_1 g) \left(1 - \frac{1}{27} + \frac{1}{125} - \frac{1}{343} + \cdots \right)$$

und im Viertel

$$(15) \quad \overline{M}_1 = \frac{4 l^2}{\pi^3} (p - \overline{\beta}_1 g) \frac{\sqrt{2}}{2} \left(1 + \frac{1}{27} - \frac{1}{125} - \cdots \right).$$

In den gewöhnlichen Formeln für

$$\overline{M}_m = \frac{p l^2}{8} - \overline{\beta}_1 H_g f \quad \text{bezw.} \quad \overline{M}_1 = 0{,}75\, \overline{M}_m$$

hat man ein Mittel, den Genauigkeitsgrad der Berechnung mit Hilfe der Fourrierschen Reihen kennenzulernen; man sieht daraus, wie viele Glieder bei der zahlenmäßigen Rechnung berücksichtigt werden müssen, um einen gewünschten Genauigkeitsgrad zu bekommen.

Für halbseitige Belastung ist

im belasteten Viertel . $\overline{M}_1 = \frac{1}{16} \cdot p l^2 - \frac{3}{4} \cdot \overline{\beta}_2 H_g f$,

in der Mitte . . . . $\overline{M}_m = \frac{1}{16} \cdot p l^2 - \overline{\beta}_2 H_g f$,

im unbelasteten Viertel $\overline{M}_3 = \frac{1}{32} \cdot p l^2 - \frac{3}{4} \cdot \overline{\beta}_2 H_g f$.

Die Rechnung mit Fourrierschen Reihen liefert

$$(16)\quad \begin{cases} \overline{M_1} = \dfrac{4\,l^2}{\pi^3}\left[\left(\dfrac{p}{2}-\overline{\beta}_2\,g\right)\dfrac{\sqrt{2}}{2}\left(1+\dfrac{1}{27}-\dfrac{1}{125}-\cdots\right)\right. \\ \qquad\qquad \left. +\,p\left(\dfrac{1}{8}-\dfrac{1}{216}+\cdots\right)\right] \\ \overline{M_m} = \dfrac{4\,l^2}{\pi^3}\left(\dfrac{p}{2}-\overline{\beta}_2\,g\right)\left(1-\dfrac{1}{27}+\dfrac{1}{125}-\cdots\right) \\ \overline{M_3} = \dfrac{4\,l^2}{\pi^3}\left[\left(\dfrac{p}{2}-\overline{\beta}_2\,g\right)\dfrac{\sqrt{2}}{2}\left(1+\dfrac{1}{27}-\dfrac{1}{125}-\cdots\right)\right. \\ \qquad\qquad \left. -\,p\left(\dfrac{1}{8}-\dfrac{1}{216}+\cdots\right)\right]. \end{cases}$$

Die genaue Theorie mit Berücksichtigung der Formänderungen liefert auf Grund einer ähnlichen Rechnung mit η aus Gl. (2) für

Vollbelastung

$$(17)\quad \begin{cases} M_m = \dfrac{4\,l^2}{\pi^3}(p-\beta_1\,g)\left[\dfrac{1}{1+\alpha(1+\beta_1)}-\dfrac{1}{27+3\,\alpha(1+\beta_1)}\right. \\ \qquad\qquad \left. +\,\dfrac{1}{125+5\,\alpha(1+\beta_1)}-\cdots\right] \\ M_1 = \dfrac{4\,l^2}{\pi^3}(p-\beta_1\,g)\dfrac{\sqrt{2}}{2}\left[\dfrac{1}{1+\alpha(1+\beta_1)}+\dfrac{1}{27+3\,\alpha(1+\beta_1)}\right. \\ \qquad\qquad \left. -\,\dfrac{1}{125+5\,\alpha(1+\beta_1)}-\cdots\right] \end{cases}$$

Halbbelastung

$$(18)\quad \begin{cases} M_m = \dfrac{4\,l^2}{\pi^3}\left(\dfrac{p}{2}-\beta_2\,g\right)\left[\dfrac{1}{1+\alpha(1+\beta_2)}-\dfrac{1}{27+3\,\alpha(1+\beta_2)}\right. \\ \qquad\qquad \left. +\,\dfrac{1}{125+5\,\alpha(1+\beta_2)}-\cdots\right] \\ M_1 = \dfrac{4\,l^2}{\pi^3}\left[\left(\dfrac{p}{2}-\beta_2\,g\right)\dfrac{\sqrt{2}}{2}\left(\dfrac{1}{1+\alpha(1+\beta_2)}+\dfrac{1}{27+3\,\alpha(1+\beta_2)}\right.\right. \\ \qquad \left.\left. -\,\dfrac{1}{125+5\,\alpha(1+\beta_2)}-\cdots\right)+p\left(\dfrac{1}{8+2\,\alpha(1+\beta_2)}\right.\right. \\ \qquad \left.\left. -\,\dfrac{1}{216+6\,\alpha(1+\beta_2)}+\cdots\right)\right]=\dfrac{4\,l^2}{\pi^3}(\gamma+\delta) \\ M_3 = \dfrac{4\,l^2}{\pi^3}(\gamma-\delta). \end{cases}$$

Beliebige andere Belastungsfälle lassen sich aus den allgemeinen Formeln in derselben Weise entwickeln.

Der Fall einer Temperaturänderung um $t°$ verdient noch Beachtung; ist die dadurch hervorgerufene Änderung der waagerechten Teilkraft des Seilzuges H_t und wie früher $\beta_t = \dfrac{H_t}{H_g}$, dann lautet die Differentialgleichung für die elastische Linie des Versteifungsträgers

$$\frac{d^4\eta}{dx^4} - \frac{H_g(1+\beta_t)}{EJ}\cdot\frac{d^2\eta}{dx^2} = -\frac{\beta_t\,g}{EJ}.$$

Entwickelt man wieder $\beta_t\,g$ in eine sin-Reihe, so erhält man

$$\frac{d^4\eta}{dx^2} - k^2\cdot\frac{d^2\eta}{dx^2} = -\frac{4\,\beta_t\,g}{EJ}\sum_1^\infty \frac{1}{n\,\pi}\sin^2\frac{n\,\pi}{2}\sin\frac{n\,\pi\,x}{l},$$

und daraus berechnet sich η unter Berücksichtigung der Randbedingungen

$$\eta = -\frac{4\,\beta_t\,g\,l^4}{EJ\,\pi^5}\sum_1^\infty \frac{1}{n^5+n^3\,\alpha(1+\beta_t)}\sin^2\frac{n\,\pi}{2}\sin\frac{n\,\pi\,x}{l}$$

$$d\eta = -\frac{4\,\beta_t\,g\,l^3}{EJ\,\pi^4}\sum_1^\infty \frac{1}{n^4+n^2\,\alpha(1+\beta_t)}\sin^2\frac{n\,\pi}{2}\cos\frac{n\,\pi\,x}{l}\cdot dx.$$

Um nun die Randbedingung für das Seil anschreiben zu können, hat man für

$$\Delta ds = \omega\,t\,ds + \frac{H_t\sec\varphi}{E_s F_s}\cdot ds$$

und für

$$\Delta s = \omega\,t\,s + \frac{H_t\sec\tau}{E_s F_s}\cdot s$$

zu setzen. ω ist der Ausdehnungsbeiwert für das Seil. Es ist

$$\int_0^l \Delta ds\,(1+y'^2)^{1/2} = \int_0^l\left(\omega\,t + \frac{H_t\sec\varphi}{E_s F_s}\right)(1+y'^2)\,dx$$

$$= \omega\,t\,l\left[1+\frac{16}{3}\left(\frac{f}{l}\right)^2\right] + \frac{H_t}{E_s F_s}\cdot l\left[1+8\left(\frac{f}{l}\right)^2\right]$$

$$\Delta l = 2\,\Delta s\sec\tau = 2\left(\omega\,t\,l_1\sec^2\tau + \frac{H_t}{E_s F_s}\cdot l_1\sec^3\tau\right),$$

und die Randbedingung für das Seil lautet nun mit der Abkürzung

$$l\left[1+\frac{16}{3}\left(\frac{f}{l}\right)^2\right] + 2\,l_1\sec^2\tau = N$$

$$\omega\,t\,N + \frac{H_t}{E_s F_s}\cdot L + \frac{4\,f}{l^2}\cdot\frac{4\,\beta_t\,g\,l^3}{EJ\,\pi^4}$$

$$\sum_1^\infty \frac{1}{n^4+n^2\,\alpha(1+\beta_t)}\sin^2\frac{n\,\pi}{2}\int_0^l (l-2\,x)\cos\frac{n\,\pi\,x}{l}\,dx = 0$$

$$EJ\,\omega\,t\,\pi^6 N + \beta_t\,\nu\,L\,\pi^6 H_g + 256\,f^2\,l\,\beta_t H_g$$

$$\sum_1^\infty \frac{1}{n^6+n^4\,\alpha(1+\beta_t)}\sin^2\frac{n\,\pi}{2}(1-\cos n\,\pi) = 0.$$

Berücksichtigt man wieder nur die beiden ersten Glieder der Reihe, so erhält man

$$[1+\alpha(1+\beta_t)](EJ\,\omega\,t\,\pi^6 N + \beta_t\,\nu\,L\,\pi^6 H_g) + 512\,\beta_t f^2\,l\,H_g = 0.$$

Bezeichnet man $\quad \vartheta = \dfrac{EJN}{\nu\,L\,H_g}, \qquad \varkappa = \dfrac{512\,f^2\,l}{\nu\,L\,\pi^6},$

so bekommt man nach kurzer Rechnung

$$(19)\qquad \beta_t^2 + \beta_t\left[1+\frac{1}{\alpha}(1+\varkappa)+\omega\,t\,\vartheta\right] + \frac{1+\alpha}{\alpha}\cdot\omega\,t\,\vartheta = 0.$$

Die übliche Näherungsrechnung liefert mit $\alpha = 0$ eine lineare Gleichung für $\overline{\beta}_t$:

$$\overline{\beta}_t(1+\varkappa) + \omega\,t\,\vartheta = 0$$

und daraus

$$(20)\qquad \overline{\beta}_t = -\frac{\omega\,t\,\vartheta}{1+\varkappa}, \qquad \overline{H}_t = -\frac{\omega\,t\,EJN}{\nu\,L(1+\varkappa)}.$$

Der Ausdruck ist derselbe, wie ihn die übliche Näherungstheorie auf anderem Wege entwickelt, nur steht wieder statt $\dfrac{15}{8}$ der ziffernmäßig unwesentlich verschiedene Wert $\dfrac{\pi^6}{512} = 1{,}878$.

Im „Handbuch der Ingenieurwissenschaften" Der Brückenbau, VI. Band, 4. Aufl. 1925, in dem Melan seine Theorie ausführlich dargestellt hat, ist ein Beispiel berechnet, und es seien zum Vergleich Melans Werte und die aus dem hier entwickelten Verfahren einander gegenübergestellt:

Halbbelastung mit $p = 4$ t/m.

	Das übliche Näherungsverfahren nach Melan	Näherungsverfahren nach den Gleichungen 10, 16	Genaues Verfahren nach Melan	Genaues Verfahren nach den Gleichungen 8, 18
H_p	227,3	227,2	223,3	223,5 t
M_1	2215,6	2209,1	2165,5	2167,6 tm
M_m	1079,2	1079,7	1058,4	1063,3 tm
M_3	— 596,8	586,0	— 570,5	— 567,0 tm

Die Übereinstimmung ist befriedigend. Was die Verminderung der Biegungsmomente des Versteifungsträgers durch eine genaue Berechnung anbelangt, so beträgt diese bei dem angeführten Beispiel etwa 2 %; sie kann jedoch bei entsprechend niedrigen und biegsamen Versteifungsträgern bis zu 10 bis 12 % ausmachen.

In seinem Buche „Theorie und Berechnung der eisernen Brücken" hat Bleich ein Verfahren entwickelt, das die Randbedingung für das Seil in folgender Form benutzt:

$$\int_0^l (ds + \Delta ds)\cos(\varphi + \Delta\varphi) = l - \Delta l.$$

Wie im vorstehenden gezeigt, ist diese Randbedingung unrichtig; sie muß zu fehlerhaften Ergebnissen führen, weil gerade in der Randbedingung für das Seil die waagerechten Verschiebungen der Seilelemente maßgebende Bedeutung haben, auf die Bleich überhaupt nicht eingeht. Die Folgerungen, die Bleich aus seinen Gleichungen in bezug auf die Genauigkeit der Melanschen Theorie zieht, erledigen sich damit von selbst.

Vermischtes.

Technische Hochschule Breslau. Durch den Ausbau der Architekturabteilung ist es möglich, daß Studierende der Architektur ihr Studium bis zur Vorprüfung an der Technischen Hochschule in Breslau durchführen und auch die Vorprüfung selbst hier ablegen können.

Ludwig Hagen 100 Jahre alt. Am 29. August 1929 jährte sich zum hundertsten Male der Geburtstag des den älteren Lesern der „Bautechnik" wohlbekannten Geheimen Oberbaurates Ludwig Hagen. In Pillau geboren als ältester Sohn des Altmeisters der Wasserbaukunst, Exzellenz Dr. Gotthilf Hagen, widmete er sich gleich seinem Vater dem Preußischen Staatsdienst im Wasserbauwesen. Seine langjährige und verdienstvolle Tätigkeit im Preußischen Ministerium der öffentlichen Arbeiten brachte ihn mit weiten Fachkreisen besonders aus dem Gebiete des Seebaues in engere Berührung. Überdies übte er eine bedeutsame Tätigkeit als Fachschriftsteller aus und war an der Technischen Hochschule Berlin als Professor für Seebau erfolgreich tätig, wobei namentlich die älteren Semester und Regierungsbauführer aus dem reichen Schatze seines Wissens und seiner Erfahrung Nutzen zogen.

Bei der hundertsten Wiederkehr seines Geburtstages gedenken Generationen preußischer Wasserbaubeamten dankbar dieses Mannes, dessen lauteres und gütiges Wesen jedem Achtung und Verehrung abgewann, der das Glück hatte, ihm näher treten zu dürfen.

Berlin. Dr.-Ing. Ottmann.

Flußkorrektionsarbeiten am mittleren Po. Am Po sind auf der mittleren Stromstrecke seit einigen Jahren umfangreiche Korrektionsarbeiten im Gange. Der Strom hatte bisher keine beständige Lage seines Strombettes aufzuweisen. Häufige Stromverwerfungen mit ausgedehnten Uferabbrüchen gefährdeten die landwirtschaftliche Nutzung im Überschwemmungsgebiet und beeinträchtigten die Verwendung des Stromes als Schiffahrtstraße. Der ungeheuren Kosten wegen ist es bisher nicht durchführbar geworden, auf der ganzen ausbaubedürftigen Stromstrecke bis zur Mündung des Ticino aufwärts Arbeiten zur Festlegung des Bettes, zum Schutze der Ufer und zur Verbesserung der Schiffahrtverhältnisse vorzunehmen; man hat sich zunächst darauf beschränken müssen, die 140 km lange Strecke des Mittellaufs zwischen der Adda- und Minciomündung, deren Sicherung für die Landeskultur von besonderer Bedeutung ist, in Angriff zu nehmen und den weiteren Ausbau der Zukunft vorzubehalten. Die in Angriff genommene Strecke ist Bestandteil des für 600-t-Schiffe geplanten Großschiffahrtweges Venedig—Mailand. Der Strom führt auf der Ausbaustrecke[1]) bei MW 515 bis 565 m³/sek bei einer Strömungsgeschwindigkeit von 0,7 m/sek. Das Gefälle schwankt zwischen 20 und 13 cm/km. Die natürlichen Vorbedingungen für den Ausbau auf eine mit 600-t-Schiffen zuverlässig zu befahrende Wasserstraße sind damit erfüllt.

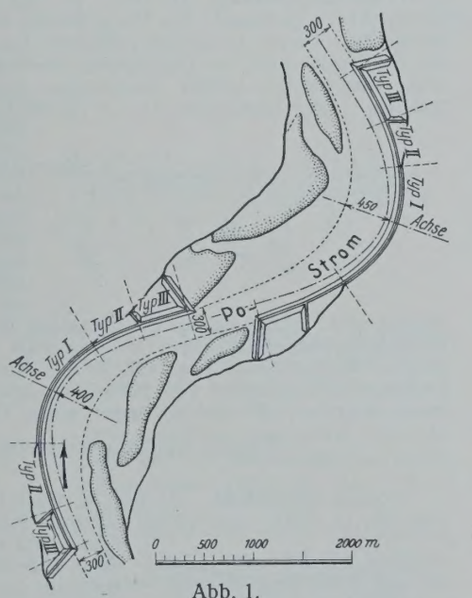


Abb. 1.

Die Entwurfsbearbeitung war durch die Rücksichten auf die zur Verfügung stehenden beschränkten Mittel stark gebunden. Von einem Ausbau beider Ufer auf voller Länge der Ausbaustrecke mußte abgesehen werden. Nur die äußeren Ufer in den Krümmungen, gegen Abbruch besonders gefährdet und für die Ausbildung des Strombettes maßgebend, konnten mit Korrektionsbauwerken versehen werden. Den Kern dieser Anlagen bilden Deckwerke auf den Ufern in der stärksten Krümmung. An diese Deckwerke schließen sich beiderseits Leitdämme mit Traversen an. Die grundsätzliche Anordnung ist aus Abb. 1 ersichtlich.

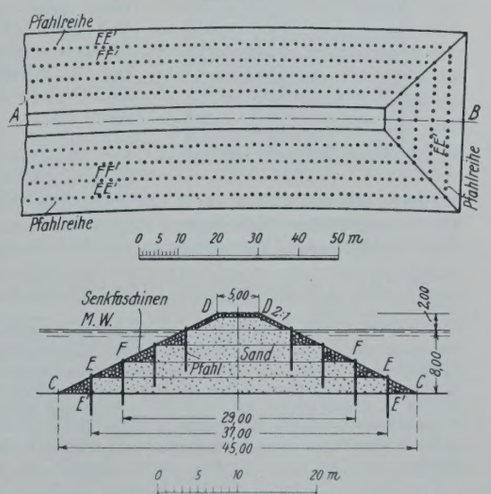


Abb. 2.

Die Ausführung der Deckwerke (Typ I der Abb. 1) auf den im allgemeinen sehr steil ausgewaschenen Ufern bietet keine Besonderheiten. Von Kähnen aus wurden zunächst Matratzen, die aus je fünf nebeneinander gelegten und miteinander verbundenen Senkfaschinen von 4 m Länge und

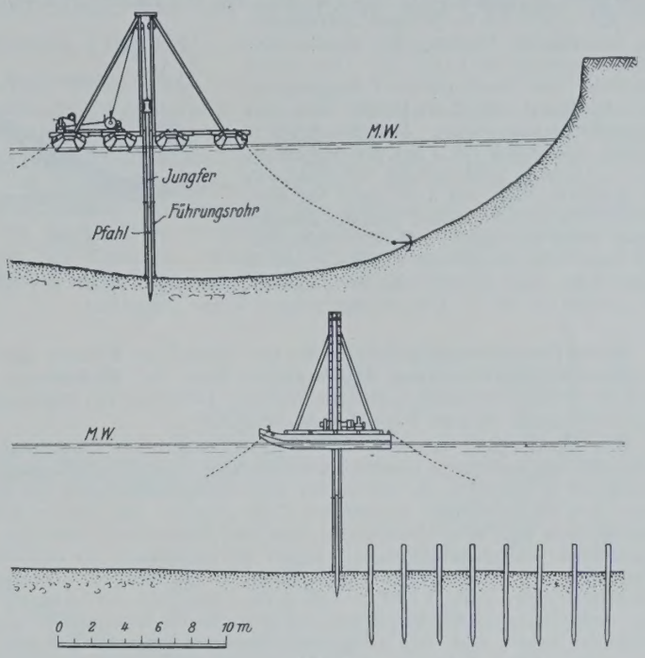


Abb. 3.

0,45 m Durchm. gebildet waren, versenkt und hierauf die planmäßige Böschungsneigung 1:2 durch davorgebrachte Steinschüttungen hergestellt. Oberhalb MW schließt eine Berme die Steinbefestigung ab und folgt eine Böschung 1:2 mit Begrünung durch Einlage von triebfähigen Weidenwippen in quadratischem Abstande von 60 cm.

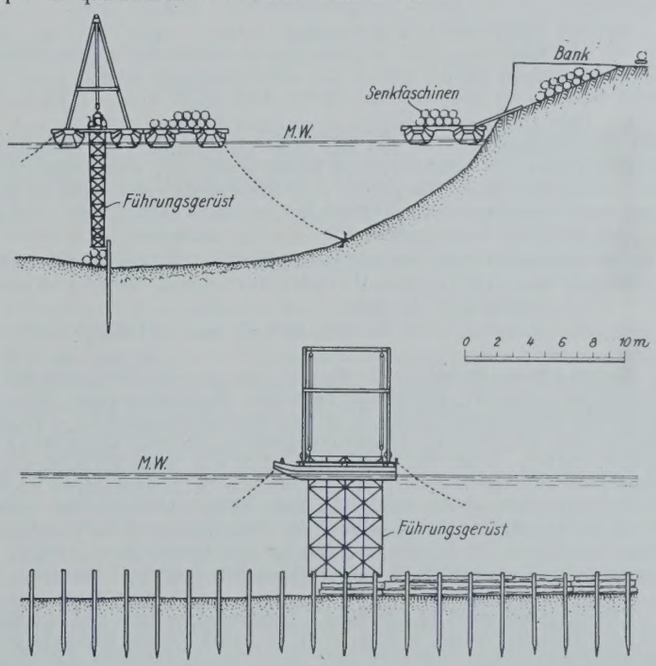


Abb. 4.

Für die etwa 50 km langen Leitdammstrecken im Fluß dagegen führte der Zwang zu großer Sparsamkeit zu einer vom Gebräuchlichen abweichenden Ausführungsweise. Bei der etwa 8 m betragenden Tiefe des Flußbettes unter MW ergaben sich Dammquerschnitte von 250 m² Fläche, für die ein Ausbau in Packwerk oder aus Steinschüttungen sehr teuer werden würde. Die Suche nach einer wirtschaftlicheren Bauweise führte zu dem folgenden Verfahren (Abb. 2, 3 u. 4). Von einer auf Prahmen aufgebauten Ramme werden im Strom zunächst die in Abb. 2 mit *E—E'* bezeichneten Pfahlreihen geschlagen. Die Pfähle haben 5 m Länge und 20 cm Durchm. und stehen im Abstande von etwa 2 m. Um sie unter

[1]) Annali dei Lavori pubblici, 1928, Heft 5.

Wasser schlagen zu können, wird ein Eisenrohr als Führung verwendet, dessen Durchmesser genügenden Spielraum für die Pfähle läßt. Das Rammen geschieht mit Jungfer. Die Pfähle werden 3 m tief in den Boden eingetrieben, ragen also 2 m aus dem Boden heraus. Nunmehr wird außerhalb der Pfahlreihen der dreieckförmige Querschnitt *C—E—E'* (Abb. 2) zwischen Böschung 1:2, Sohle und Pfahlreihe mit Senkfaschinen von 4 m Länge und 0,45 m Durchm. ausgefüllt. Das Einbringen der Faschinen ist bei der großen Wassertiefe und Strömung nicht einfach, da eine große Genauigkeit der Arbeit erforderlich ist. Man bediente sich daher eines besonderen Führungsgerüstes, das auf Prahmen montiert ist und mit $4{,}5 \times 0{,}6$ m lichtem Querschnitt eine zuverlässige Führung der absinkenden Würste ermöglicht (Abb. 4). Das durch Pfahlreihe und Faschinenwand eingeschlossene Spülfeld von 2 m Höhe wird mit Baggerboden vollgespült. Derselbe Arbeitsvorgang wiederholt sich bei den folgenden je 2 m hohen Teilschichten der Dämme. Bei größerer Nähe der Ufer kann auf eine zweite Pfahlreihe verzichtet und der Baggerboden zwischen einer äußeren Pfahlreihe und dem Ufer eingespült werden (Abb. 5, Type II der Abb. 1); auch ist der Leitdamm für den Typ III der Abb. 1 gelegentlich in der in Abb. 6 dargestellten Weise ausgeführt. Gr.

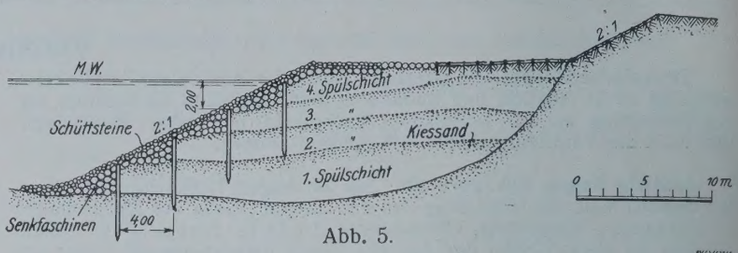


Abb. 5.

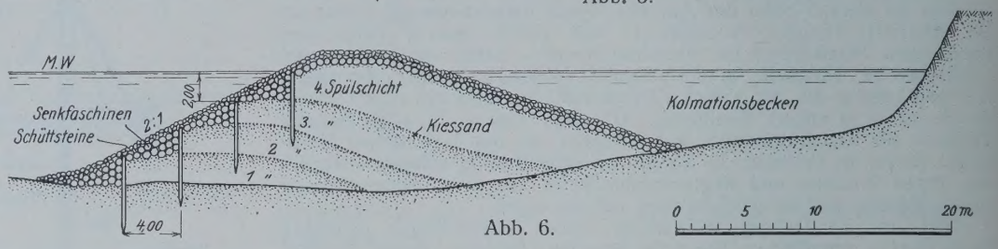


Abb. 6.

Neues Berechnungsverfahren für den Abfluß an Wehren aus der Geschwindigkeitsverteilung des Wassers über der Wehrkrone. Zu der unter dieser Überschrift in der „Bautechnik" 1929, Heft 37, erschienenen Veröffentlichung ist noch folgendes zu bemerken:

Das Wehrmodell, an dem die Untersuchungen zur Ermittlung der neuen Abflußgleichungen gemacht wurden, hatte eine Ablaufneigung von angenähert 1:2,5 (Abb. 5), wobei der Krümmungshalbmesser der Wehrkrone $r \approx 12{,}2$ cm oder angenähert $0{,}56\,w$ war. Bei dieser flachen Neigung hob sich der Wasserstrahl von der Ablauffläche nicht ab. Er ist demnach als „angeschmiegter" Strahl im Gegensatze zu einem „frei springenden", d. h. sich abhebenden Strahl zu bezeichnen. Dieses Anschmiegen zeigt Versuch 18d in Abb. 4 sehr deutlich. Im weiteren Verfolge der Forschungsarbeiten wurde auch an einem Wehrmodell mit abgerundeter Krone und mit einer steileren Ablaufneigung der Fall des „frei springenden", d. h. von der Ablauffläche sich abhebenden Strahles untersucht. Hierbei entsteht unter dem Strahl ein Unterdruck, der eine Sogwirkung auf den überströmenden Strahl ausübt. Durch diese Sogkräfte werden die unmittelbar über der Wehrkrone vorhandenen Geschwindigkeiten um ein erhebliches Maß über die, nach dem Parabelgesetze zu erwartenden Werte hinaus vergrößert. Diese Fälle werden noch besonders untersucht; die Berechnung wird mit ähnlich gebildeten Gleichungen, wie sie bereits mitgeteilt wurden, möglich sein.

Aus der logarithmischen Auftragung in Abb. 8, $h'/w = f(h/w)$, ergibt sich für die Gleichung des vollkommenen Überfalles eine unbedingte Gültigkeit zunächst nur bis $h/w = 3{,}5$, sofern ein tiefer Absturz zum Unterwasser besteht; im anderen Falle bildet etwa schon $h/w = 1$ die Grenze.

Bei einer Überströmungshöhe h_1 wesentlich größer als $h_1/w = 1$ wird beim unvollkommenen Überfall aus dem „Überfallen" ein Überströmen des Wehrkörpers in wellenförmiger Wasserbewegung, ohne einen großen Unterschied zwischen Oberwasser und Unterwasser erkennen zu lassen. Auch beim unvollkommenen Überfall kann sich deshalb die Gültigkeit der Gleichung nur bis angenähert $h_1/w = 1{,}5$ erstrecken.

Zusammengefaßt sei bemerkt, daß die Gleichungen der früheren Abhandlung nur unter den Verhältnissen und in den Grenzen ihrer Herleitung gültig sind.

Dr.-Ing. Chr. Keutner, Danzig-Langfuhr.

Wolga - Don - Kanal.[1]) In Moskau hat, wie die DAZ mitteilt, eine Sitzung der von der Regierung bestellten Sachverständigen über den Wolga-Don-Kanal stattgefunden, in der die deutschen Gutachter — Professor Dr.-Ing. ehr. de Thierry, Ministerialdirektor Dr.-Ing. ehr. Gährs und Dr.-Ing. Kelen — ihr Gutachten über den von Sowjetingenieuren ausgearbeiteten Entwurf abgaben. Die deutschen Sachverständigen erklärten sich mit dem Entwurf der Sowjetfachleute völlig einverstanden. Im Beschluß der Gutachter-Sitzung wurde die Planungsarbeit für den Bau des Wolga-Don-Kanals im großen und ganzen als abgeschlossen erklärt. Mit dem Bau des Kanals wird in der nächsten Zeit begonnen werden.

Eine „Überstraße" in England. Zwischen Liverpool und Manchester soll nach einer Mitteilung in Eng. News-Rec. eine Kraftwagenstraße gebaut werden, die alles auf diesem Gebiete bisher Dagewesene in den Schatten stellen wird. Man hat für sie aus Amerika den Namen „super-highway" entliehen, eine Bezeichnung, die in den Vereinigten Staaten seit einiger Zeit für besonders reichlich ausgestattete Ausfallstraßen üblich ist. Für die Straße, die etwa 40 km lang wird, soll ein 36,6 m breiter Geländestreifen erworben werden, auf dem eine 12 m breite Fahrbahn für den Schnellverkehr, beiderseits von dieser, durch 3 m breite Grünstreifen getrennt, zwei 6 m breite Fahrbahnen für langsamer fahrende Wagen und endlich an den Seiten zwei 1 m breite Fußwege angelegt werden sollen. Zunächst soll nur die mittlere 12 m breite Fahrbahn gebaut werden. Der Straße müssen 130 Häuser zum Opfer fallen. Ihr Bau macht die Errichtung von 23 Brücken nötig. Die Kosten sind mit zwei Millionen Pfund veranschlagt, wovon der Staat drei Viertel beiträgt; der Rest wird von den örtlich zuständigen Behörden aufgebracht. Wkk.

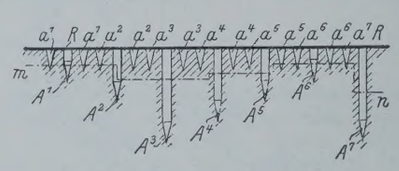
[1]) Vgl. „Die Bautechnik" 1929, Heft 22, S. 340.

Berichtigung. In dem in Heft 35 erschienenen ersten Teile des Aufsatzes „Ermittlung der Schwemmstoffführung in natürlichen Gewässern" muß es auf S. 528, Abs. 2, Zeile 21 anstatt $\frac{v_m}{0{,}9} = 1{,}1$ m/sek heißen $v_o = \frac{v_m}{0{,}9} = 1{,}1\ v_m$ m/sek.

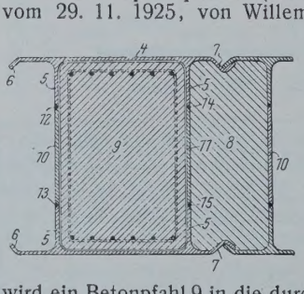
Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Pfahlrostgründung. (Kl. 84c, Nr. 465751 vom 12. 1. 1926, von Ottokar Stern in Wien.) Das Neue besteht darin, daß zwischen Gruppen gleichartiger kurzer Grundpfähle längere Ausgleichpfähle zur Aufnahme der die Tragfähigkeit der Grundpfähle übersteigenden Baulast angeordnet sind. Dies hat den Vorteil, Gründungen in der einfachsten Weise herzustellen. Die Grundmauer $m—n$ ist entsprechend der veränderlichen Tragfähigkeit des Bodens oder der ungleichmäßigen Belastung durch das Bauwerk abgestuft. Auf den gleichartigen in den Boden eingerammten Grundpfählen a^1, a^2 und den tiefer abgesenkten Ausgleichpfählen A^1 A^2 liegt der Rost R, auf dem das Bauwerk hergestellt wird. Ist z. B. der bei der Abteufung des Grundpfahles a^1 gefundene Eindringungswiderstand etwa zwei Drittel der aufzunehmenden Baulast, so wird der Ausgleichpfahl A^1 auf eine solche Tiefe abgeteuft, daß der $^5/_3$-fache Eindringungswiderstand wie beim Grundpfahl a^1 erreicht wird. Die Pfahlgruppe a^1, A^1 und a^1 ergibt einen Gesamtwiderstand, der der $\frac{2}{3} + \frac{5}{3} + \frac{2}{3} = 3$ fachen Baulast gleichkommt.



Hohler Spundpfahl. (Kl. 84c, Nr. 460611, Zusatz zu Patent 411092[1]) vom 29. 11. 1925, von Willem Coenraad Köhler in Amsterdam.) Der Spundpfahl besteht aus zwei Profileisen, deren im wesentlichen flacher Steg 4 mit einer nach innen gerichteten Klaue 6, einer nach außen gerichteten Klaue 7 und zwei auf derselben Seite liegenden Flanschen (Rippen) 5 versehen ist, die bei 3 miteinander verschweißt sind. Die Rippen 5 der beiden Walzprofile sind unter Einschaltung von Zwischenstücken 10, 11 an den Stellen 12, 13, 14, 15 miteinander verschweißt. Ist der Pfahl starker Rostbildung ausgesetzt, so wird ein Betonpfahl 9 in die durch die beiden Walzprofile und die Zwischenstücke begrenzten Hohlräume eingebracht und der Hohlraum 8 zwischen zwei benachbarten Spundpfählen mit Beton oder Eisenbeton ausgefüllt.



[1]) Vgl. „Die Bautechnik" 1925, Heft 43, S. 642.

INHALT: Zur Frage der Unterbringung von Großflugzeugen. — Die Dichtung und Entwässerung des Schanztunnels bei Fichtenberg. — Ideenwettbewerb für den Bau einer neuen Rheinbrücke bei Maxau. (Schluß.) — Der internationale Wettbewerb für den Bau eines Freihafens in Barcelona. — Zur genauen Theorie der Hängebrücken. — Vermischtes: Technische Hochschule Breslau. — Ludwig Hagen 100 Jahre alt. — Flußkorrektionsarbeiten am mittleren Po. — Neues Berechnungsverfahren für den Abfluß an Wehren aus der Geschwindigkeitsverteilung des Wassers über der Wehrkrone. — Wolga-Don-Kanal. — „Überstraße" in England. — Berichtigung. — Patentschau.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

7. Jahrgang BERLIN, 20. September 1929 Heft 41

Neuartige Regulierungen in der kanalisierten Oder von Cosel bis zur Mündung der Glatzer Neiße (Bezirk des Wasserbauamts Oppeln).

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaurat **Asmussen.**

Durch das Gesetz vom 6. Juni 1888 wurde die Oder von Cosel bis zur Mündung der Glatzer Neiße mittels 12 Staustufen, die zunächst aus einem Nadelwehr und einer kleinen Schleuse für einen Oderkahn von 400 t bestanden, kanalisiert (Abb. 1). Die erstmalige Anstauung der 12 Wehre fand statt am 1. Oktober 1895. In dem Zeitraum von 1906 bis 1912 entstand weiter auf dieser Strecke an jeder Staustufe eine Schleppzugschleuse mit einer nutzbaren Länge von 190 m, die einen Schlepper von ungefähr 30 m Länge und drei Breslauer Maßkähnen aufzunehmen vermag. Die Bedeutung dieses großen Werkes springt hell in die Augen, wenn man bedenkt, daß diese Stauanlagen der Schiffahrt mindestens eine Fahrwassertiefe von 1,50 m sicherten, während die Wassertiefe vor diesen Neuanlagen zeitweilig nur 0,60 m betrug.

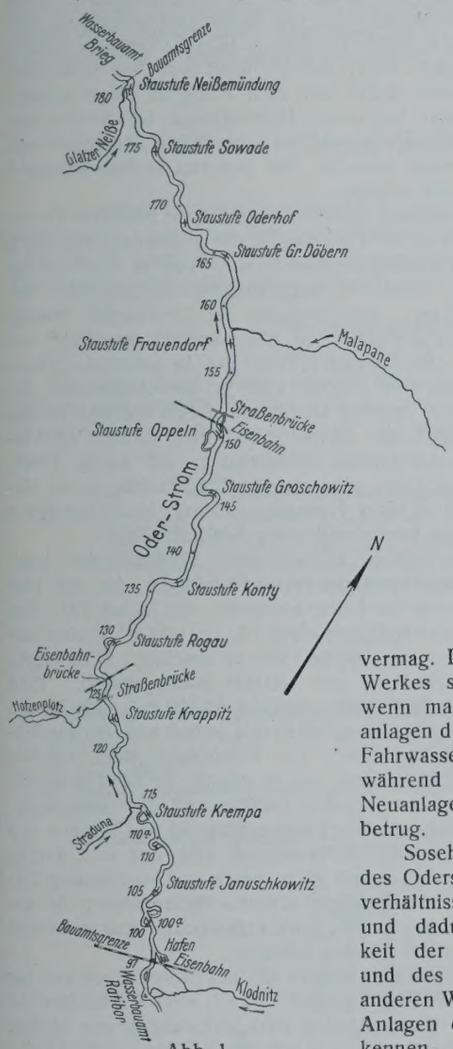


Abb. 1.

Sosehr aber diese Kanalisierung des Oderstromes auch die Verkehrsverhältnisse Oberschlesiens besserte und dadurch die Wettbewerbfähigkeit der oberschlesischen Industrie und des Bergbaues sowie auch der anderen Wirtschaft hob, so ließen die Anlagen doch sehr bald Mängel erkennen, die für die Schiffahrt und die Verwaltung einen unaufhörlichen Leidensweg bis in die neueste Zeit bedeuten. Die Lage der Staustufen war durchweg so gewählt, daß die Ein- und Ausfahrten der meisten Schleusenvorhäfen selbst nach dem geringsten Hochwasser stark versandeten. Demzufolge traten für die Schiffahrt jährlich mehrere Male vollständige Stillegungen bis zu fünf bis sechs Tagen ein. Im Bezirk des Wasserbauamtes Oppeln sammelten sich dann Hunderte von Fahrzeugen in den einzelnen Schleusenhaltungen an, die bis drei Wochen lagen und stets erst nach kostspieligen Baggerungen ihre Reise fortsetzen konnten. Von 1895, dem Vollendungsjahr der Kanalisierung, bis 1923 suchte man dieser Störungen durch umfangreiche Baggerungen Herr zu werden. Gelegentlich des Baues der Schleppzugschleusen ist zwar wohl versucht worden, durch Regulierungen diesen Übelständen vorzubeugen. Da aber keine durchgreifenden Verbesserungen Platz griffen, blieben die Mängel im wesentlichen bestehen. In den Jahren 1918 bis 1923 hat dann der Verfasser einen ganz neuen Weg beschritten, um diesem schweren Notstande abzuhelfen, indem er versuchte, die Grundrißform des Stromes und der Schleusenhäfen an ihren Mündungen so umzugestalten, daß der Strom selbst die störenden Versandungen verhütete und damit die dauernden und teuren Baggerungen aufhörten. Zur Erreichung dieses Zieles wurden zunächst Jahre lang seit 1915 jedesmal die störenden Sandfelder an den verschiedenen Staustufen genau aufgenommen. Schlechte Einfahrten und Ausfahrten bestanden vor allem an den Staustufen; Kleine Schleuse Krappitz, Mündung des Unterhafens; Rogau obere und untere Mündung; Konty obere und untere Mündung; Groschowitz obere und untere Mündung; Oppeln obere Mündung; Groß-Döbern obere und untere Mündung; Oderhof obere und untere Mündung; Sowade untere Mündung (Abb. 1).

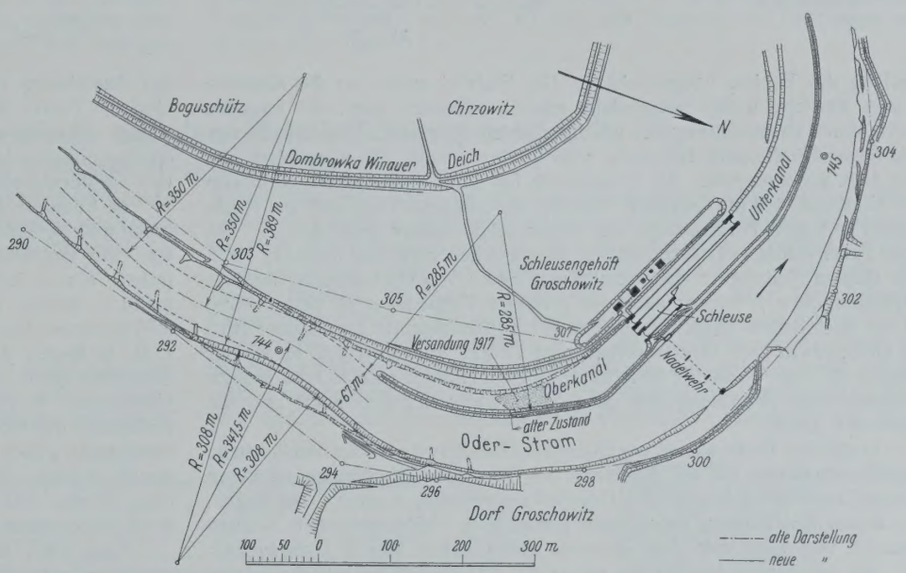


Abb. 2.

Als Ursache des Übels ergab sich die Lage der Hafenmündungen am konvexen Ufer. Man hatte zur Erleichterung und Verbilligung der Bauausführung bei der Kanalisierung die Schleuse jedesmal in einen kurzen Seitenkanal gelegt und gewann naturgemäß dadurch den Vorteil der billigeren und bequemeren Ausführung im Trockenen.

Leider versäumte man aber damals, die Schleusenkanäle etwas länger auszuführen und sie an der Stromkonkave abzuzweigen bezw. sie wieder in die Konkave einmünden zu lassen. Sobald diese Grundregel des Flußbaues nicht beobachtet wird, bleiben nach den hiesigen Erfahrungen störende Versandungen nie aus, die dann wie ein schwerer Krebsschaden für die Zukunft die Schiffahrt wirtschaftlich belasten. Hierzu kommen noch für die Staatsverwaltung die jährlichen hohen Baggerkosten. Den Umfang der Schwierigkeiten und Störungen sowie die unerfreulichen Reibungen zwischen Schiffahrt und Verwaltung dieserhalb, die diese Versandungen im Laufe der dreißig Jahre seit 1895 hervorgerufen haben, vermögen nur die örtlich beteiligten Beamten und die jedesmal interessierten Schiffahrttreibenden zu beurteilen. Jetzt nach der Heilung des Schadens leben die lästigen Übelstände hinsichtlich ihrer unangenehmen Auswirkung natürlich nur noch sehr abgeschwächt in der Erinnerung und verblassen immer mehr, so daß die Besserung als etwas Selbstverständliches erscheint. Der Verfasser hat jedoch alle diese Kämpfe, Beschwerden und Schwierigkeiten als beteiligter Beamter mit durchgemacht.

Zur Erläuterung der Neugestaltung möge Abb. 2 dienen, die die Regulierung am Schleusenoberhafen zu Groschowitz darstellt. Die jeweilige Lage der Versandung sowie die alte Form der Einfahrt ist kenntlich gemacht und durch Erklärungen erläutert. Hieraus erhellt, daß die Versandung sich immer wieder bilden mußte, weil die Sandstelle in geradezu das Übel herausfordernder Weise am konvexen Ufer lag. Dieselbe Feststellung ergab sich an den Oberhäfen in Rogau und Oderhof sowie an anderen Staustufen. Mit dieser Ermittlung war der Weg für die Ab-

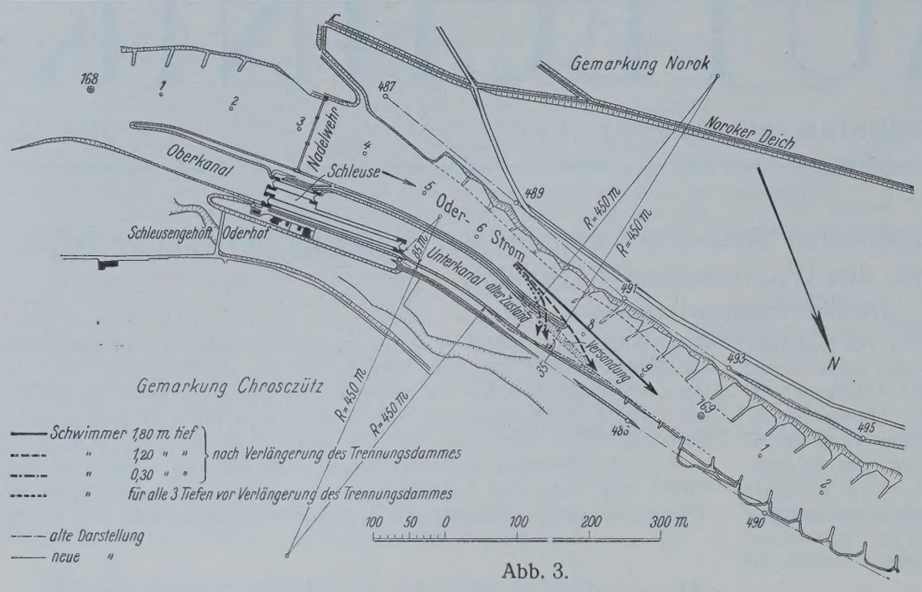


Abb. 3.

stellung des Fehlers vorgezeichnet. Die Einfahrt mußte an die Konkave gelegt werden, wobei nötigenfalls noch in Betracht kam, die konkave Form durch Umgestaltung der anschließenden Stromstücke zu verschärfen. Aus dieser Überlegung entsprang z. B. in Groschowitz die neue Form, die aus Abb. 2 hervorgeht. Als Ermutigung für den Erbauer diente gleichsam der Umstand, daß die günstige Wirkung der Neugestaltung sich bei Hochwasser mit dem Fortschreiten des Baues schon immer mehr zeigte. Die neue Form wurde in Groschowitz im wesentlichen vollendet im Jahre 1927. Seit diesem Zeitpunkte sind bereits eine Reihe von Hochwässern vorübergegangen, ohne je wieder auch die geringste Versandung zu verursachen. Es sei noch darauf hingewiesen, daß der Streckenbeamte im Oktober 1915 zu Groschowitz bei einer Solltiefe von 2,75 m nur noch 0,30 m Wasser festgestellt hat. Dasselbe trifft für 1917 zu. Hieraus geht hervor, welche wirtschaftliche Bedeutung die neue Regulierung für den Staat und die Schiffahrt besitzt.

In gleicher Form wie an der Staustufe Groschowitz ist die beschriebene Regulierungsweise auf die Mündung der Oberhäfen der ähnlich schweren Versandungsstellen Rogau und Oderhof angewendet worden. Bei Rogau, der ersten Ausführung, haben auch schon viele Hochwässer den Neubau passiert, und zwar mit dem gleichen guten Erfolg wie in Groschowitz.

Bei der letzten Ausführung dieser Art in Oderhof hat nun das jetzige Frühjahrshochwasser ebenfalls bewiesen, daß auch hier die Regulierung von großem Segen war. Während früher bei jedem kurzen Hochwasser sehr störende Versandungen eintraten, die die Schiffahrt stillegten und umfangreiche Baggerungen erforderten, hat das diesjährige lange Frühjahrshochwasser keine nennenswerte Versandung hervorgerufen. Dabei dauerte dieses Hochwasser vier Wochen, während es früher bei einer Dauer von einigen Tagen schon erhebliche Versandungen verursachte.

Da dieselbe Kalamität der schweren Versandungen, die die Schiffahrt tagelang brachlegen, auch an den Ausfahrten der unteren Schleusenhäfen bei jedem Hochwasser eintritt, kommt natürlich eine ähnliche Regulierung auch hier in Betracht. Mit Rücksicht auf die hohen Kosten, die diese jedoch hier erfordern würde, habe ich versucht, denselben Erfolg auf andere Weise zu erzielen. Und auch diese Versuche führten, aber mit erheblich geringeren Ausgaben, zu demselben guten Ergebnis. Die Ausfahrten der unteren Schleusenhäfen zu Krappitz, Rogau, Konty, Groschowitz, Döbern, Oderhof, Sowade unterlagen bisher derselben Versandungsnot, gegen die als einziges Abwehrmittel seit 1895 die Baggerung bestand. Um auch hier im Wege der Regulierung Abhilfe zu schaffen, habe ich an mehreren Stellen leichte Versuchsbauten aus Faschinen mit Steinbelastung geschaffen. Die Anlage geht aus Abb. 3 hervor, die einen Versuchsbau am unteren Schleusenhafen der Staustufe Oderhof darstellt. Der untere Trennungsdamm zwischen Kanal und Strom erhält eine spornartige Verlängerung, die ein wenig nach dem Strom zu umbiegt. Diese Umbiegung bewirkt eine derartige nachhaltige Ablenkung der Strömung von der Ausfahrt des unteren Schleusenhafens, daß an allen Versuchsstellen die Versandungen bei Hochwasser sofort aufhörten. An den Versuchsbauten zu Oderhof, Krappitz, Rogau sind schon eine Reihe Hochwässer, ohne wieder eine Versandung zu verursachen, vorbeigeflossen, so daß der Erfolg sicher feststeht. Im Gegensatze hierzu gab vor der Anlage dieser Versuchsbauten jedes kurze Hochwasser Anlaß zu umfangreichen Baggerungen und empfindlichen Störungen für die Schiffahrt.

Schon vorher habe ich durch Schwimmer-Versuche gleichsam der neuen Regulierungsmethode das Horoskop gestellt und es erreicht, deren voraussichtliche Wirkungsweise zu erkennen. Zu diesem Zwecke nahm ich eine Flasche aus Eisenblech, die einen etwa 2 m langen dünnen Stab mit einer Fahne trug. Diese ließ ich bei einer Wasserhöhe, wo die Versandungen sich einzustellen pflegen, an der zu beobachtenden Stelle im Strome vorbeischwimmen, und zwar vor und nach Ausführung des Versuchsbaues. Die Flasche schwamm in drei Höhen:

1. 0,30 m unter dem Wasserspiegel,
2. 1,20 m unter dem Wasserspiegel,
3. 1,80 m, also etwa in Sohlentiefe, wo der Sand läuft.

Bei dem Versuch ohne provisorischen Sporn ging der Schwimmer stets scharf um die Spitze des Trennungsdammes nach der Hafenausfahrt. Ganz anders verhielt sich der Schwimmer aber, wenn ein Sporn vorhanden war. Die einzelnen Fahrten des Schwimmers gehen aus Abb. 3 hervor. Bei einer Schwimmtiefe der Flasche von 1,80 m, also etwa in Höhe der Flußsohle, bewirkte der Sporn eine derartige Ablenkung, daß die Flasche keinerlei Tendenz mehr nach der Mündung zu zeigte. Dieselbe Wirkung wird der Sporn naturgemäß auf den rollenden Sand ausüben. Dieser Versuch lieferte also den Beweis, daß ich mich mit dem Gedanken der Ausführung eines Spornes sicher auf dem richtigen Wege befand. Und die Praxis hat dies dann bei vielen Hochwässern einwandfrei bestätigt. Welche ungeheure Bedeutung in wirtschaftlicher Hinsicht diese Verbesserungen besitzen, möge noch an den praktischen Auswirkungen und Geldersparnissen erläutert werden.

In früheren Jahren entstanden Schiffansammlungen zwischen Coselhafen und Neißemündung bis zu 277 Fahrzeugen, die monatelang dauerten, weil die unglücklichen Versandungen damals noch voll in Erscheinung traten, bis in jedem Falle, dank den Baggerungen, die Schiffahrt allmählich wieder in Gang kam. Die Solltiefe der Oberkanäle beträgt 2,75 m unter Normalstau. Vorhanden war aber damals manchmal nur z. B. in Rogau 0,70 m, in Groschowitz 0,30 m und in Oderhof 0,70 m. Ähnliche sperrende Versandungen zeigten sich in den Ausfahrten der Unterkanäle zu Konty, Rogau, Döbern, Oderhof und Sowade und in den Einfahrten der Oberkanäle zu Konty, Oppeln. Natürlich kehrten die Versandungen gleich einer Sisyphusarbeit unabwendbar mit jedem Hochwasser wieder. Da aber die Oder je nach den Niederschlägen im Gebirge häufig jährlich fünf und mehr Hochwässer führt, beeinträchtigten diese Hindernisse empfindlich wirtschaftlich die Schiffahrt.

Aber auch für die Verwaltung stellten diese fortwährenden kostspieligen Baggerungen ein sehr beachtenswertes Objekt dar, das den Etat jährlich rentenartig in beträchtlicher Höhe belastete. So haben 1915 drei Bagger an den erwähnten Versandungsstellen rd. 100 000 m³ Boden beseitigt, um der Schiffahrt den Weg wieder frei zu machen. Dies ergibt einen Kostenaufwand bei 1,30 M/m³ von 130 000 Mark jährlich. 1913 betrugen die Baggerungen rd. 72 000 m³ und 1914 64 000 m³. Die Menge des zu beseitigenden Baggergutes hängt natürlich immer von der Häufigkeit und Länge der Hochwässer ab. Die Einsparung einer solchen Summe namentlich jetzt in einer Zeit, wo es überall an Geld mangelt, bedeutet daher für den Staat einen großen Gewinn und dies umsomehr, als die Kunstbauten, Ufer, Buhnen, Böschungen während des Krieges und in den Nachkriegsjahren wegen der Geldknappheit sich nur sehr dürftig unterhalten ließen und daher dringend einer besseren Unterhaltung bedürfen. Dazu kommt, daß die hiesigen Schleusenunterkanäle, die als Schiffsliegeplätze für den Winter dienen, stark verschlammt und versandet sind und daher dringend vertieft werden müssen.

Aber auch rein betriebstechnisch bringen die neuen Regulierungen für die Sicherheit des Navigierens einen großen Vorteil, weil die Einfahrt in die Oberkanäle bei höheren Wasserständen jetzt viel sicherer von statten geht. Früher kam es bei der konvexen Lage der Mündung sehr häufig vor, daß die Fahrzeuge bei höheren Wasserständen infolge des hierdurch bedingten starken Querstromes nach dem Wehre zu die Einfahrt verfehlten, gegen die Spitze des Trennungsdammes trieben und querschlugen. Aus dieser gefährlichen Lage konnten sie sich dann meistens erst nach Stunden wieder aufrichten und sperrten während dieser Zeit jeglichen Verkehr.

Endlich erweisen die vielen Baggerungen sich vom Standpunkte des Flußbaues mit der Zeit auch als nachteilig, weil die Sohle des Flusses sich infolge der Herausnahme des Sandes zu sehr austieft. Demgemäß sinkt das Mittelwasser mehr und mehr ab, was bei abgelassenem Stau sich für Bauwerke und Landwirtschaft unangenehm auswirken kann. Außerdem reißt die Sinkstoffführung ab, so daß diese Nachteile sich unterhalb Breslau in der nicht kanalisierten Oder wegen des fehlenden Nachschubes an Geschiebe durch Austiefung der Flußsohle noch besonders unangenehm bemerkbar macht.

Im Hinblick darauf, daß die vorgeschilderte Regulierungeweise einen neuen Weg darstellt und daher von allgemein sachlichem und wirt-

lichem Interesse ist und bei vielen Anlagen, Hafenmündungen, Kanalmündungen usw. in allen Strömen Verwendung finden kann, erschien mir ihre Veröffentlichung um so mehr geboten zu sein, als der Erfolg bei richtiger Anwendung nach den hiesigen Erfahrungen an jeder Stelle sicher eintrat. Ferner bietet diese neue Ausführung im Gegensatze zu den bisherigen Baggerungen eine Lösung, die der heute so sehr gewünschten Rationalisierung gerecht wird.

Was die Ausbildung der Regulierung anbelangt, so bedarf diese in jedem Falle der genauen örtlichen Prüfung. Für Form und Ausmaß des verwendeten Sporns an der Mündung des Unterhafens gilt ferner allgemein nur, daß der Trennungsdamm durchweg einer gewissen Verlängerung bedarf und am Ende mit einer Umbiegung gemäß Abb. 3 versehen werden muß. Im übrigen führt das eingangs erwähnte Experiment mit der Flasche erfahrungsgemäß sicher zur richtigen Lösung, die am besten zur Erhöhung der Sicherheit vorher noch wie auch bei den hiesigen Ausführungen zunächst durch Herstellung eines leichten billigen Versuchsbaues aus Faschinen zu erkunden ist.

Zum Schluß möge noch hervorgehoben werden, daß die oben dargestellte Regulierweise bei dem diesjährigen außergewöhnlich langen Frühjahrshochwasser gleichsam seine Feuerprobe bestanden hat. Für die Verwaltung bestehen die Früchte der Regulierung nach den obigen Schilderungen in der ungeheuren Verminderung der kostspieligen Baggerungen. Nach dem drei Wochen langen Hochwasser vom Oktober 1915 betrugen die Baggermassen allein an den Mündungen der Oberhäfen zu Rogau, Groschowitz und Oderhof rd. 5800 + 10200 + 3500 = 19600 m³. Demgegenüber belaufen sich die Baggerungen nach dem diesjährigen langen Frühjahrshochwasser nur auf 700 m³ in Oderhof. In Groschowitz und Rogau war oben dagegen garnichts vorhanden. Die Kostenersparnis stellt sich demnach, dank den Regulierungen, an diesen Versandungsstellen augenscheinlich gegenüber früher auf mindestens 90 %. Ähnlich günstig haben die spornartigen Verlängerungen an den Mündungen der Unterhäfen gewirkt.

Betreffs der Schiffahrt möge die Qualität der Früchte an folgenden vergleichenden Beispielen dargetan werden. Im Jahre 1913 lagen von Mitte Juli bis Mitte September bis zu 260 Talfahrzeuge im Rang. Ähnlich gestaltete sich das Jahr 1914. Es kamen wiederholt wochenlang Rangbildungen bis 150 und mehr Fahrzeugen vor. Im Jahre 1915 stieg die Anzahl der stilliegenden Fahrzeuge im April auf 242, im August bildete sich ein neuer Rang mit der Höchstziffer von 231 und im Oktober von 195. Alle drei Ansammlungen dauerten mehrere Wochen. Auch das Jahr 1926 hatte sogar infolge seiner vielen Hochwasser noch erheblich unter Versandungen zu leiden, da die Regulierungen noch nicht weit genug fortgeschritten waren. Vom 1. bis 20. Juli trat eine Ansammlung ein, die bis 277 Fahrzeuge betrug. Gegenüber diesen jetzt kaum glaublichen Zuständen betrug der Rang nach dem diesjährigen, sehr langen Frühjahrshochwasser von vier Wochen nur höchstens 43 Fahrzeuge und dauerte drei Tage.

Alle Rechte vorbehalten.

Neue Stellwerkgebäude auf dem Bahnhof Königsberg i. Pr.

Von Ing. **W. Maurer,** Reichsbahndirektion Königsberg.

Die völlige Umgestaltung und Verlegung der Bahnanlagen in Königsberg machte auch den Bau verschiedener neuer Stellwerke notwendig. Zwei davon sind durch ihre Abmessungen und ihre Konstruktion bemerkenswert und sollen daher näher erläutert werden.

1. Stellwerk „Kp/Pw".

Allgemeines.

Der über den Gleisen liegende Stellwerkraum hat eine Länge von 45,98 m und eine Breite von 4,58 m. Die Außenwände sind 34 bezw. 38 cm stark aus Ziegelmauerwerk mit Klinkerverblendung hergestellt. Systemhöhe von Mitte Gelenk bis zur Riegelmitte ist 8,45 m. Diese großen Spannweiten in Verbindung mit den sehr erheblichen Belastungen machten eine kräftige Ausbildung und Bewehrung der Tragteile erforderlich. Die Riegel haben eine Höhe von 2,50 m und sind 70 cm stark. Sie dienen zugleich als Außenwände für den unter dem Stellwerkraum liegenden Kabelraum. Ebenso bilden die 70 cm starken und 3,50 m breiten Stützen die äußeren Umfassungswände für das Treppenhaus bezw. die Wasch- und Nebenräume. Die Querwände haben mit Rücksicht auf die großen aufzunehmenden Windkräfte eine Betonstärke von 38 cm erhalten und sind mit den Rahmenstützen fest verbunden. Hierdurch und durch

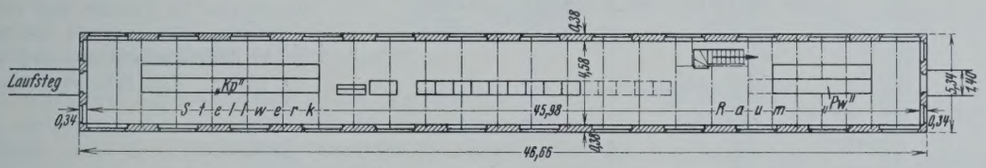


Abb. 3.

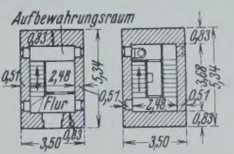


Abb. 1. Abb. 2.

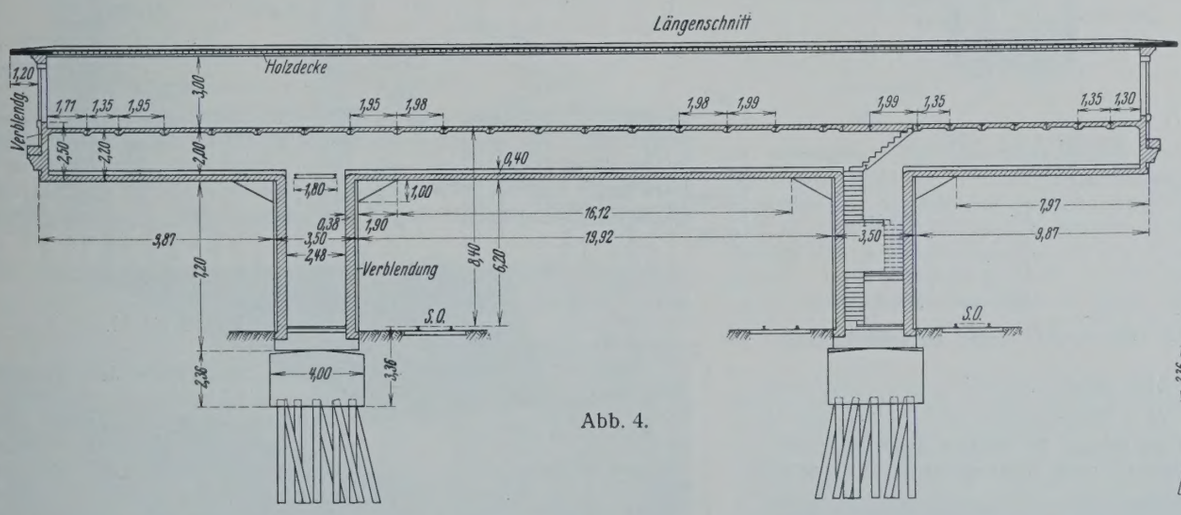


Abb. 4.

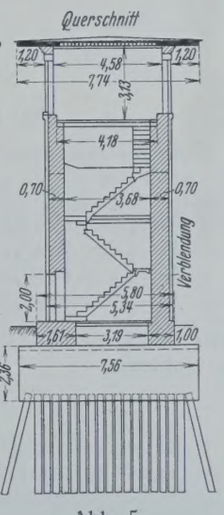


Abb. 5.

An beiden Giebelwänden wurden Laufstege von 30 bis 35 m Länge vorgesehen, die vom Stellwerkraum aus zugänglich sind und hier auf Konsolen ruhen, während sie am anderen Ende auf eisernen Stützen lagern. Die den Stellwerkraum tragenden beiden Pfeiler haben einen Lichtraum von 2,48/3,68 m. In dem einen sind die Treppen, sowie Abort, Wasch- und Aufbewahrungsraum untergebracht, während der andere, in dem die Kabel hochgehen, nur Arbeitspodeste enthält. Die eigentliche Tragkonstruktion besteht aus Zweigelenkrahmen, die in einer lichten Höhe von 6,20 m die Gleise überspannen. Die Stützweite der Rahmen beträgt 23,42 m, dazu kommen zwei Kragarme von je 11,62 m Länge. Die die feste Einspannung der unteren Decke ist die Seitensteifigkeit gesichert. Zu den angegebenen Stärken kommen überall an den Außenseiten 13 cm Klinkerverblendung zum Schutze gegen die Einwirkung der Rauchgase. Abb. 1 bis 3 zeigen die Grundrisse des Treppenpfeilers und Stellwerkraumes.

Die Rahmenstützen sind gelenkartig auf durchgehenden Betonfundamenten gelagert, die ihrerseits auf Betonpfählen ruhen. Letztere sind in den tragfähigen Boden hinabgeführt, der hier ungefähr 5 bis 6 m unter der Fundamentsohle angetroffen wurde (Abb. 4 u. 5). Decken und Treppen sind in Eisenbeton ausgeführt, das Dach ist als Doppelpappdach hergestellt.

Statische Berechnung und Konstruktion.

Die Decke über dem Stellwerkraum ist aus 15 cm hohen Ziegelhohlsteinen mit 5 cm Überbeton hergestellt und an der Unterseite verschalt. Die unter dem Stellwerkraum liegende Decke wurde, um eine gute Befestigung der Stellwerkteile zu gewährleisten, zwischen I 22 gespannt. Sie hat eine Stärke von 10 cm und erhält Linoleumbelag. Die unterste Decke ist in die Rahmenriegel eingespannt und steift diese gegeneinander aus. Ihre Stärke beträgt in der Mitte 20 cm, an den Einspannungstellen 40 cm. Für die Berechnung wurde nur teilweise Einspannung angenommen. Die Treppen sind ebenfalls in Eisenbeton hergestellt, wobei die Podeste von I-Eisen getragen werden.

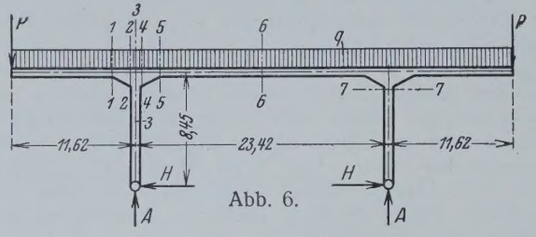


Abb. 6.

System und Belastung der Zweigelenkrahmen sind in Abb. 6 dargestellt. Die gleichmäßig verteilte Belastung des Riegels ist ohne Berücksichtigung der beweglichen Deckennutzlasten etwa 9,5 t/m. Die etwa 10 t betragende Einzellast am Kragarm setzt sich zusammen aus dem Gewichte der Querwand nebst Dach und dem Auflagerdruck des Laufsteges, der hier auf einer Konsole aufliegt. Der Winddruck ist mit 100 kg/m² eingesetzt. Die Berechnung wurde nach den „Rahmenformeln" von Kleinlogel unter besonderer Berücksichtigung der Kragarme durchgeführt. Dem Einfluß der Temperaturschwankungen und des Schwindens ist durch Annahme eines Temperaturunterschiedes von + 20° bis — 35° Rechnung getragen worden. Nachstehend seien einige Ergebnisse der Berechnung angeführt (s. hierzu Abb. 6):

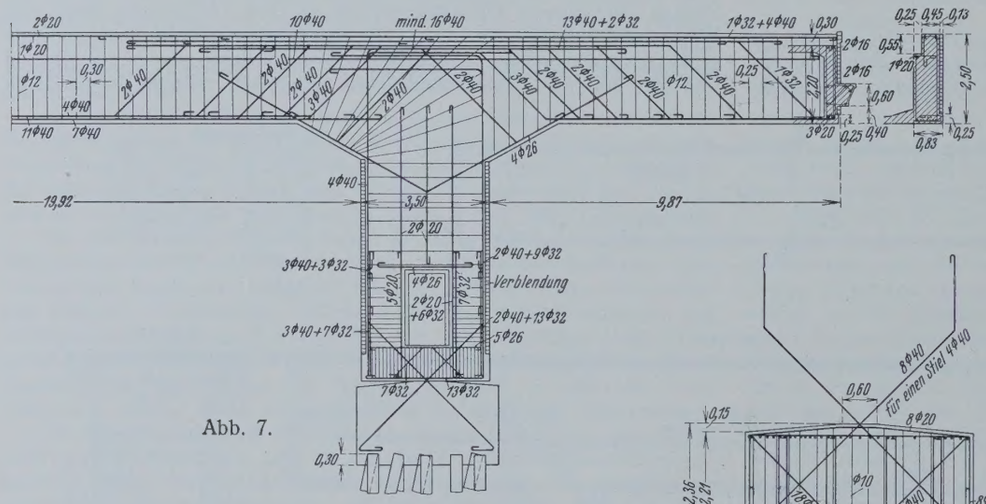


Abb. 7.

$M_{1-1} = -432$ tm	$M_{5-5} = -268$ tm
$M_{2-2} = -640$ „	$M_{6-6} = +320$ „
$M_{3-3} = -869$ „	$M_{7-7} = +363$ „
$M_{4-4} = -470$ „	$N_{7-7} = 250$ t.

Größte Auflagerdrücke im Gelenkpunkt unter Berücksichtigung aller Einflüsse:

$$A = 393 \text{ t},$$
$$H = 59{,}4 \text{ t}.$$

Der waagerechte Schub H ist infolge der großen Ausladung und starken Belastung der Kragarme nach innen gerichtet, hält sich aber in mäßigen Grenzen.

Aus Abb. 7 ist die Bewehrung der Rahmen zu ersehen. Die Eiseneinlagen sind nach den Formeln von Mörsch für einfache und doppelte Bewehrung bezw. für Biegung mit Axialdruck ermittelt worden. Danach sind in Riegelmitte 11 Rundeisen 40 mm und über den Stützen, an der Stelle des größten Kragmomentes, 16 Eisen 40 mm erforderlich. Als zulässige Beanspruchungen wurden bei Verwendung von hochwertigem Zement für Beton 60, in besonderen Fällen 70 kg/cm², für Eisen 1200 kg/cm² angenommen. Die Unterbringung der Eisen an der Riegelunterseite bereitete keine Schwierigkeiten, während am oberen Rande wegen der hier infolge der Aussparung geringeren Breite stellenweise vier bis fünf Lagen übereinander angeordnet werden mußten. Zur Aufnahme der

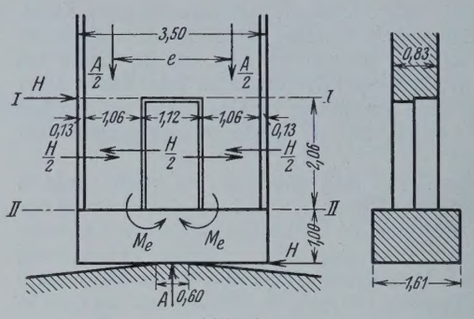


Abb. 8.

Schubspannungen reichten die für die Momentendeckung erforderlichen Eisen neben den Bügeln vollständig aus. Die Beanspruchung in den Stützen ist gering. Am Gelenkpunkte wurde die Auflagerbreite auf 60 cm eingezogen, um eine Gelenkwirkung zu ermöglichen. Dafür mußte die Auflagertiefe etwas vergrößert werden. In den Gelenkpunkten sind besondere Gelenkeisen zur Verhinderung waagerechter Verschiebungen und zur Aufnahme der Querkräfte kreuzweise angeordnet. Eine besondere Ausbildung erhielten die Stützen der Vorderseite, in denen die Eingangstüren liegen. Die der Berechnung zugrunde gelegten Annahmen sind aus Abb. 8 zu ersehen. Der unter der Tür liegende Träger ist in die Türpfeiler eingespannt, ebenso gelten die Türpfeiler für die Zusatzmomente aus der Querkraft als eingespannt. Danach wird im

Schnitt I—I links:

$$N = \frac{A}{2} + H \cdot \frac{3{,}06}{e}$$

$$M = \frac{H}{2} \cdot 1{,}03$$

Schnitt I—I rechts:

$$N = \frac{A}{2} - H \cdot \frac{3{,}06}{e}$$

$$M = -\frac{H}{2} \cdot 1{,}03$$

Schnitt II—II links:

$$N = \frac{A}{2} + H \cdot \frac{1{,}0}{e}$$

$$M = -\frac{H}{2} \cdot 1{,}03 - M_e$$

Schnitt II—II rechts:

$$N = \frac{A}{2} - H \cdot \frac{1{,}0}{e}$$

$$M = \frac{H}{2} \cdot 1{,}03 - M_e.$$

Die Berechnungsgrundlagen wurden zugunsten der Sicherheit ziemlich ungünstig angenommen. Eine Vergleichsberechnung als umgekehrter Rahmen ergab geringere Werte. Der Träger unter der Tür mußte auf 1,61 m verbreitert werden, um die Schubspannung unter dem Höchstwerte von 14 kg/cm² zu halten. Die Schubspannung in den

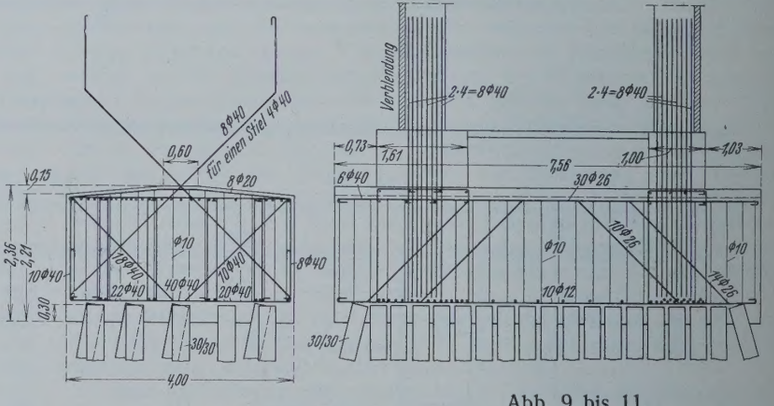
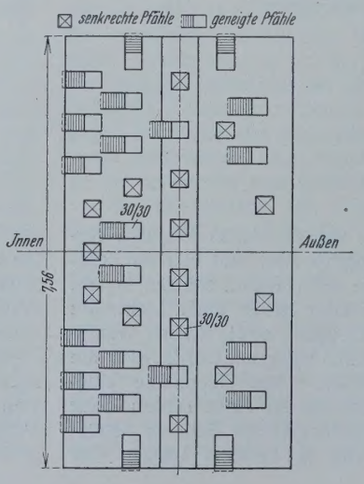


Abb. 9 bis 11.



Türstielen blieb unter dem zulässigen Werte von 5,5 kg/cm².

Die Querwände, die in erster Linie der Versteifung der beiden Rahmen gegen Winddruck auf die Längswand dienen, haben eine durchgehende kreuzweise Bewehrung erhalten. Sie werden von Eisenbetonbalken getragen, die nicht auf den Fundamenten ruhen, sondern freitragend in die Rahmenstützen einbinden, um die Gelenkwirkung nicht zu beeinträchtigen. Die Giebelwände des Stellwerkraumes sowie die Auflagerdrücke von den Laufstegen werden ebenfalls durch 2,50 m hohe und 40 cm starke Eisenbetonbalken abgefangen. Aus diesen Balken kragen die Konsolen zur Auflagerung der Laufstege aus.

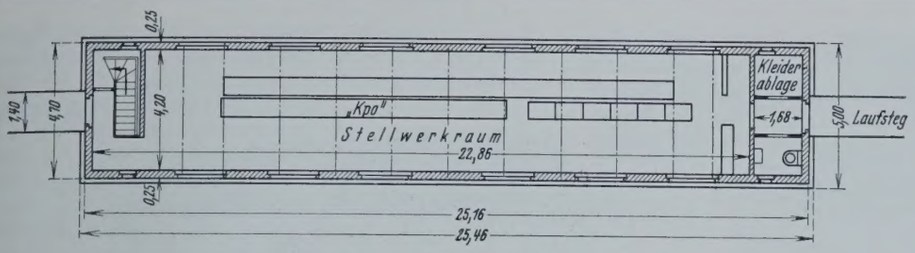


Abb. 12.

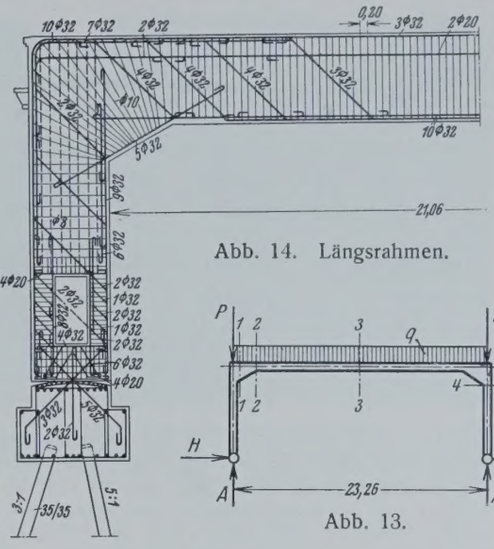


Abb. 14. Längsrahmen.

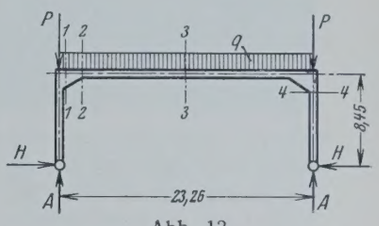


Abb. 13.

Die stark bewehrten Fundamente sind durchgehend unter je zwei sich gegenüberliegenden Rahmenstützen in Eisenbeton hergestellt. Abmessungen und Bewehrung gehen aus Abb. 9 u. 10 hervor. Sie übertragen die Lasten auf 8 m lange Eisenbetonpfähle von 30/30 cm Querschnitt, deren Verteilung im Fundament der Druckresultierenden entspricht (Abb. 11). Die Pfähle sind mit je vier Eisen 20 mm bewehrt. Zur Aufnahme der waagerechten Kräfte ist ein Teil der Pfähle schräg gesetzt. Die größte Belastung stellt sich auf 30 t für den Pfahl, wobei die Druckbeanspruchung etwa 27 kg/cm², also verhältnismäßig gering wird. Eine Biegungsbeanspruchung der Pfähle infolge des Seitenschubes der waagerechten Kraft wird in der Hauptsache durch den sehr dichten Untergrund (es handelt sich um Schüttboden aus den Jahren 1860 bis 1870) verhindert. Außerdem sind die Pfähle genügend stark, um geringe Zusatzspannungen aufnehmen zu können. Durch starke Rundeisen sind die Pfähle untereinander verspannt.

2. Stellwerk „Kpo".

Allgemeines.

Die Abmessungen des Stellwerkraumes und der Nebenräume gehen aus Abb. 12 hervor. Diese Räume werden von Zweigelenkrahmen getragen, die wie bei „Kp/Pw" den Kabelraum, Treppenhaus usw. umschließen. Die lichte Höhe über SO ist 6,20 m, die Stützweite beträgt 23,26 m, die Systemhöhe 8,45 m. Kragarme wurden nicht angeordnet, dagegen sind auch hier an beiden Giebelseiten Laufstege vorgesehen. Da die entlastende Wirkung der Kragarme wegfällt, mußten die Riegel 0,70 · 2,50 m stark gemacht werden, während für die Stützen bei gleicher Stärke eine Breite von 2,20 m genügte. Der Querversteifung dienen außer der eingespannten unteren Decke noch besondere Querrahmen in der Ebene der äußeren Querwände, da diese selbst aus Gründen der Raumersparnis nur schwach gehalten sind. Fundamente, Decken und Treppen sind ähnlich ausgebildet wie bei „Kp/Pw".

Statische Berechnung und Konstruktion.

Abb. 13 zeigt System und Belastung der Zweigelenkrahmen. Die Rechnungsannahmen betr. Winddruck, Temperatur, Schwinden usw. sind dieselben wie vorher. Nachstehend folgen die wichtigsten Ergebnisse:

$M_{0-0} = -438$ tm	$M_{4-4} = -322$ tm
$M_{1-1} = -310$ „	$N_{4-4} = 164$ t
$M_{2-2} = -118$ „	$\max A = 181$ t
$M_{3-3} = +401$ „	$\max H = 51{,}8$ t.

Die Auswertung ergibt die in Abb. 14 dargestellte Bewehrung. Als Zugeisen sind in Riegelmitte 20 Rundeisen 32 mm, an den Rahmenecken 17 zu 32 mm eingelegt. Hierbei ist die Zug- und Druckbewehrung an den Rahmenecken mit Rücksicht auf Nebenspannungen aus den Querrahmen reichlich bemessen. Die Berechnung der Türumrahmung wurde nach den in Abb. 8 skizzierten Belastungsannahmen durchgeführt, wobei jedoch die Einspannung des unteren Balkens in die Türstiele mit Rücksicht auf die geringe Breite der letzteren kleiner angenommen ist. Die Berechnung ergab eine beiderseitige kräftige Bewehrung in den Türstielen. Besondere Schwierigkeiten machte die Aufnahme der großen Schubkräfte in den Stielen. Hierzu waren neben den Bügeln je acht abgebogene Eisen 32 mm erforderlich, die zum Teil besonders eingelegt wurden, um eine unnötige Weiterführung der Biegungseisen über die Rahmenecken hinaus zu vermeiden. Die Berührungsflächen zwischen Rahmenstützen und Fundament sind der besseren Gelenkwirkung wegen auf 40 cm Breite eingeschränkt, die Eisen in den Gelenkpunkten kreuzweise angeordnet. Abb. 15 zeigt Abmessungen und Bewehrung eines Querrahmens. In den Riegeln sind außen die Konsolen für die Auflagerung der Laufstege ausgekragt. In Abb. 15a ist ein Schnitt durch die Decken gezeichnet. Die kräftig bewehrten Betonfundamente (Abb. 14) werden von Eisenbetonpfählen getragen. Letztere sind 35/35 cm stark und mit vier Eisen 20 mm

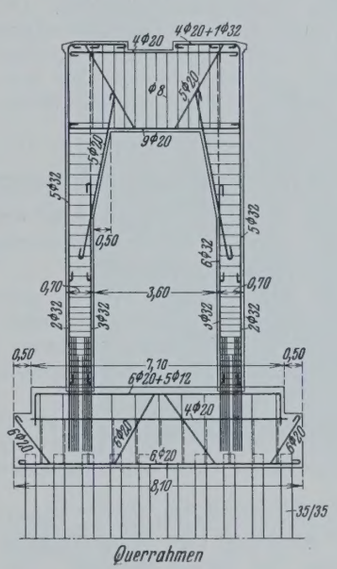


Abb. 15.

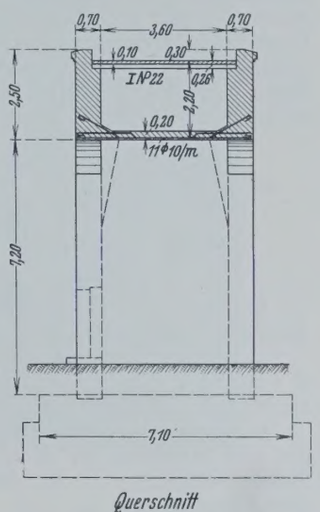


Abb. 15a.

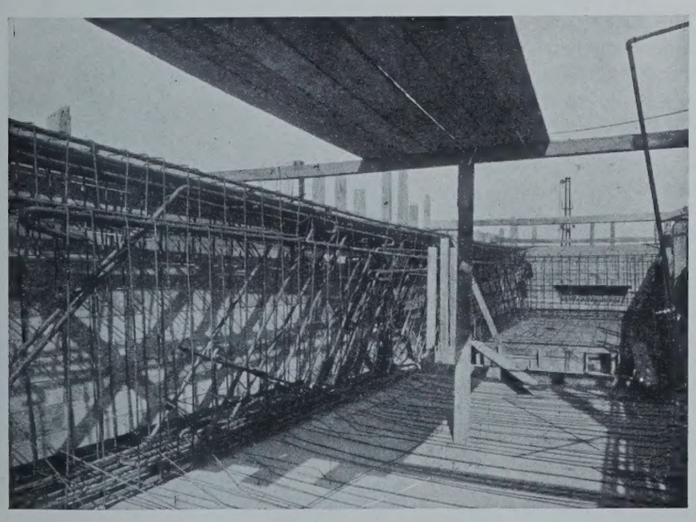


Abb. 16.

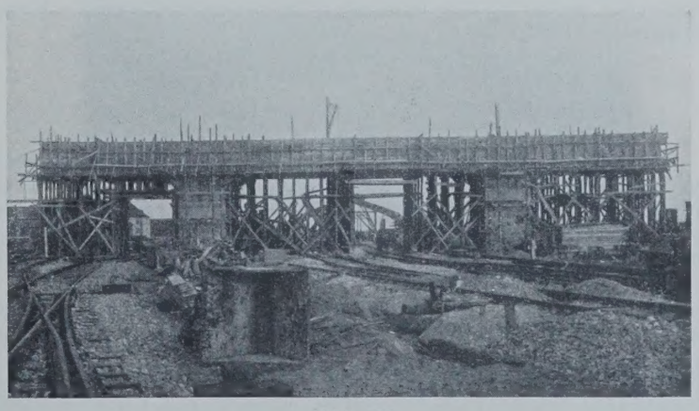


Abb. 17.

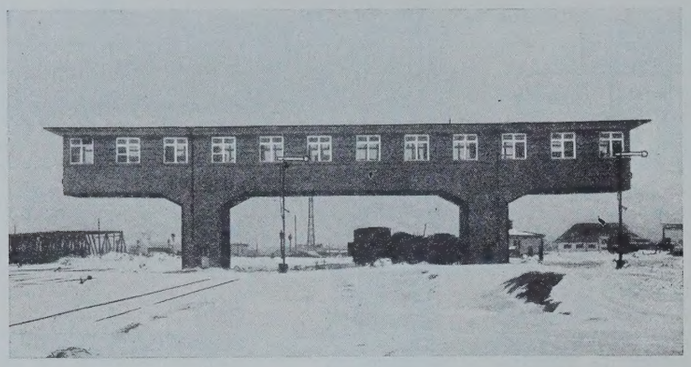


Abb. 18.

Abb. 19.

bewehrt. Zur Vermeidung von Biegungsspannungen ist die Stellung der Pfähle so gewählt, daß ihre Schwerlinien sich im Gelenkpunkte schneiden. Die Höchstbelastung eines Pfahles stellt sich im ungünstigsten Fall auf rd. 38 t und die Druckbeanspruchung hieraus auf 27 kg/cm².

Bauausführung.

Sämtliche Entwürfe sind im Hochbaubüro der Reichsbahndirektion Königsberg ausgearbeitet worden. Die Vorberechnungen für die Eisenbetonkonstruktionen wurden im Brückenbaubüro aufgestellt; dort sind dann auch die von der ausführenden Firma hergestellten ausführlichen Berechnungen und Bewehrungszeichnungen geprüft worden. Ausschreibung, Bauleitung und Abrechnung lagen beim Neubauamt Königsberg. Die Fundierungs-, Erd-, Beton- und Maurerarbeiten sowie die Dachkonstruktion wurden der Beton- und Monierbau A.-G., Abt. Königsberg i. Pr., übertragen und sind in einwandfreier Weise ausgeführt worden. Die Ausschalung der Rahmen ging glatt vonstatten. Nennenswerte Durchbiegungen traten nicht auf, wobei allerdings zu berücksichtigen bleibt, daß die volle Belastung noch nicht erreicht ist. Einige Abschnitte der Bauausführung zeigen die Aufnahmen Abb. 16 bis 19. Abb. 16 gibt ein Bild der mächtigen Riegelbewehrung mit der Laufstegkonsole im Hintergrunde, Abb. 17 zeigt die fertig eingeschalten Rahmen von „Kp/Pw", und in Abb. 18 u. 19 sehen wir die Stellwerkgebäude „Kp/Pw" und „Kpo" nach der Fertigstellung.

Alle Rechte vorbehalten.

Die internationale Hängebrücke über den Detroit-Fluß.

Von **H. G. Schwegler**, Detroit, U.S.A.

(Fortsetzung aus Heft 5.)

Das Spinnen der Kabel.

Bei den bisherigen amerikanischen Hängebrücken sind die drei folgenden Verfahren für die Herstellung der Kabel angewandt worden:

a) Fertiggedrehte Stränge werden — einer parallel mit dem anderen — in endgültiger Lage auf der Brücke verlegt und bilden, durch Bandeisen zusammengehalten, das fertige Kabel.

b) Die Drähte werden auf der Erde einer neben den anderen gelegt und eine bestimmte Zahl zu einem Strang gebunden. Dann werden diese Stränge hochgezogen, in die richtige Lage gebracht und durch Bandeisen zum Kabel vereinigt.

c) Das dritte Verfahren ist das des „Spinnens in der Luft". Hierbei wird jeder einzelne Draht gleich in die endgültige Lage gebracht, die er nach Fertigstellung der Brücke als Glied des Kabels einnimmt. Zum erstenmal wurde diese Art der Kabelverlegung von John A. Roebling beim Bau der Hängebrücke über die Niagara-Fälle im Jahre 1853 angewandt. Es wird erzählt, daß die erste Verbindung mit dem jenseitigen Ufer dadurch hergestellt wurde, daß man Drähte an eine Art Drachen (ähnlich dem Kinderspielzeug) band und diesen vom Winde hinübertreiben ließ. Diese Brücke ist an vier je 30 cm dicken Kabeln aufgehängt.

Durch den Bau der Brooklyn-, Williamsburg-Manhattan-, Bear-Mountain- und zuletzt der Philadelphia-Camden-Hängebrücken ist dieses Verfahren des Spinnens in der Luft wesentlich verbessert worden. Seine neueste Anwendung bei der Hängebrücke über den Detroit-Fluß soll im folgenden beschrieben werden. — Die technischen Eigenschaften des für die Kabel verwendeten Drahtes lassen sich in folgenden Zahlen ausdrücken:

Querschnitt des verzinkten Drahtes	0,196 cm²
Streckgrenze	10 080 kg/cm²
Bruchfestigkeit	15 050 „ „
Zulässige Beanspruchung . .	5 900 „ „

Der Kabeldraht ist gezogen aus einem in offenem Herd gewonnenen Stahl mit nicht mehr als 0,85 % Kohlenstoff, 0,04 % Phosphor und 0,04 % Schwefel. Größte Dehnung 4 % auf 25 cm. Es ist derselbe Draht, wie er bei der Philadelphia-Camden-Hängebrücke verwendet wurde.[1]) Der Draht wurde zur Baustelle in Rollen zu je 25 000 m angeliefert.

Dem eigentlichen Spinnen gehen die folgenden Arbeiten voraus:

a) Das Verlegen der behelfsmäßigen Fußstege mit den Querverbindungsgängen, das Aufstellen der Holzböcke etwa alle 50 m und das Anbringen von zwei Rädchen unter jedem Querholz dieser Böcke. Diese Arbeiten sind früher beschrieben worden.

b) Die Drahtrollen werden an den Verankerungswiderlagern drehbar eingebaut.

c) Das Aufsetzen der sogen. Strangschuhe auf die Verankerungsaugenstäbe. Diese gußeisernen Schuhe haben die Form eines Hufeisens mit einer Nut so tief, daß die Hälfte der Drähte eines Stranges, in diesem Falle 103 Drähte, darin Platz finden. Der Strangschuh hat außerdem ein ovales Loch, das gestattet, durch Verschieben des Schuhes die Länge der Drähte zu regeln.

d) Auf jeder Kabelseite wird ein endloses Seil über die Rädchen unter den Holzböcken gezogen und an den beiden Verankerungswiderlagern je ein Spinnrad an dem endlosen Seil befestigt (Abb. 1). Das Spinnrad ist aus Eisenblech, hat einen Durchmesser von etwa 80 cm und eine Nut, in die die Drähte gelegt werden können. Es wird gewöhnlich weiß gestrichen, damit es schon von weitem gut sichtbar ist.

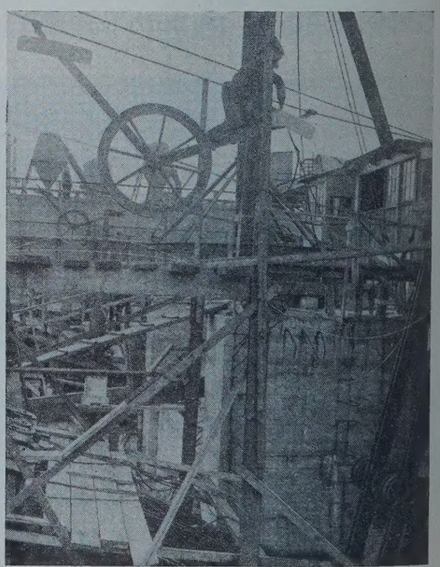


Abb. 1.

Das Spinnen beginnt nun damit, daß z. B. am amerikanischen Verankerungswiderlager Draht von der Rolle abgewickelt und als Schleife in die Nut des Spinnrades gelegt wird. Das eine Ende dieser Schleife geht also in die Rolle, das zweite Ende ist mit dem Strangschuh verbunden. Auf ein Glockenzeichen hin wird nun das endlose Seil, an dem das Spinnrad hängt, vom kanadischen Verankerungswiderlager angezogen. Das Spinnrad spaziert die Brücke aufwärts, kommt zum amerikanischen Hauptturm, wo ihm der Draht, den es bringt, im Vorbei-

[1]) Vgl. „Die Bautechnik" 1929, Heft 21, S. 330, wo über den inzwischen eingetretenen Bruch vieler Kabeldrähte während der Brückenmontage berichtet ist.

fahren abgenommen und vorläufig über dem Sattel aufgehängt wird. Derselbe Vorgang wiederholt sich, wenn das Spinnrad über den aufgehängten Brückenteil hinweg, zum kanadischen Hauptturm gelangt ist. Wenn es dann endlich am kanadischen Verankerungswiderlager ankommt, wird der Draht ihm abgenommen und um den Strangschuh gelegt. Nun erhält das gleiche Rad hier auf der kanadischen Seite einen neuen Draht umgehängt und macht die Reise wieder zurück zum amerikanischen Widerlager.

Das Spinnen bringt also bei einer Rundfahrt zwei Drähte von der amerikanischen zur kanadischen Seite. Da sich derselbe Vorgang auf der anderen Kabelseite vollzieht, werden zu gleicher Zeit vier Drähte gesponnen. Wenn ein Rad auf der amerikanischen Seite abgeht, geht auf ein Klingelzeichen hin ein solches gleichzeitig auf der kanadischen Seite ab. Dem Spinnrad ist eine Schelle angehängt, mittels deren es sich bei Ankunft an maßgebenden Punkten wie Turmspitzen und Verankerungswiderlager bemerkbar macht. Eine Fahrt des Spinnrades vom amerikanischen zum kanadischen Verankerungswiderlager nimmt 6 Minuten in Anspruch.

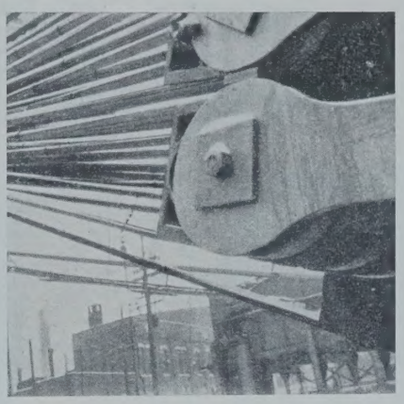


Abb. 2.
Einzelheit der Verbindung des Strangschuhs mit den Augenstäben.

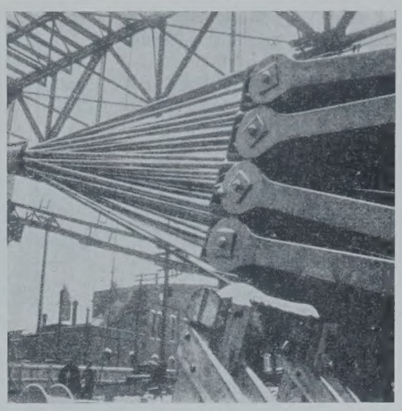


Abb. 3 zeigt am amerikanischen Widerlager die von der Kabelschelle strahlenförmig zu den Strangschuhen führenden Stränge.

Die ersten Drähte, die auf diese Weise gesponnen sind, werden als „Meßdrähte“ benutzt, und es folgt nun das sorgfältige Einhängen und Ausmessen dieser Drähte. Ihr Durchhang bestimmt die Lage aller nachher zu spinnenden Einzeldrähte. Von ihrer Lage hängt es ab, wie weit die bei vollem Eigengewicht und normaler Temperatur erstrebte Parabelform der endgültigen Kabel von der wirklich erzielten Form abweicht.

Alle anderen Drähte werden, nachdem sie gesponnen sind, parallel und mit gleicher Länge zu den Meßdrähten gelegt. Dies wird durch Flaggensignale bewerkstelligt, die von längs der Brücke stationierten Leuten vom diesseitigen zum jenseitigen Ufer durchgegeben werden.

Sobald 206 Drähte gesponnen sind, werden sie alle 90 cm durch Bandeisen zusammengeschnürt und bilden den sogen. Strang. Auf den Haupttürmen werden die fertigen Stränge in ihre genaue Lage in die Sättel gelegt, an den Verankerungswiderlagern müssen nun die Strangschuhe, die während des Spinnens der 206 Drähte waagerecht auf den Verankerungsaugenstäben befestigt sind, um 90° gedreht werden. Sie kommen damit in eine senkrechte Lage zwischen die Augenstäbe und werden mit diesen nach nochmaligem genauen Längenausgleich durch entsprechende Ausgleichplatten in ihrer endgültigen Lage mittels 60-t-Druckwasserwinden durch dicke Bolzen verbunden (Abb. 2 u. 3).

34 solcher Stränge stellen ein fertiges Kabel dar. Ein Kabel wiegt 2600 t. Die Gesamtlänge der Drähte der beiden Kabel zusammengenommen würde 17 600 km ergeben. Wie die Stränge im Kabel liegen, geht aus Abb. 4 hervor. Das sechseckige Kabel hat einen Durchmesser von $52^1/_2$ cm von Ecke zu Ecke.

Es folgt nun das Zusammenpressen des sechseckigen zum kreisförmigen Querschnitt von $47^1/_2$ cm Durchmesser. Dies geschieht mittels Druckmesser mit der in Abb. 4 sichtbaren Zange, deren mächtiger Druck etwa alle Meter auf das Kabel gebracht wird. Dies bewirkt ein Schließen der in der eckigen Form sichtbaren kleinen Hohlräume zwischen den einzelnen Strängen und macht aus dem Kabel eine kompakte Masse. Bevor der Druck weggenommen wird, wird das Kabel jedesmal mit Draht umwickelt.

Abb. 4.

Damit sind die Kabel fertiggestellt. Über die Montage des an sie gehängten Brückenteils und die Betonierung der Fahrbahn soll später berichtet werden.

Alle Rechte vorbehalten.

Der amerikanische Straßenbau im Jahre 1928.

In „Public Works“ 1929, 1. Januarheft, geben A. G. Bruce, Oberingenieur vom „Bureau of Public Roads“, und C. N. Conner von der „American Road Builder Association“ einen Überblick über die vorjährige Entwicklung des amerikanischen Straßenbaues. Wir entnehmen ihren Berichten folgendes.

Das Hauptbestreben des amerikanischen Straßenbaues war darauf gerichtet, die Sicherheit und Schnelligkeit im Kraftwagenverkehr zu erhöhen. So entstanden neue Richtlinien für die Linienführung, die sich besonders in der Anlage der Kurven, Steigungen und der Ausrundungen an Gefällebrechpunkten bemerkbar machten. Der bisher in gebirgigen Strecken verfolgte Gesichtspunkt, durch Spitzkehren und enge Serpentinen starke Steigungen zu vermeiden, wie es durch den früher überwiegenden Verkehr von mit Pferden bespannten Fuhrwerken bedingt war, wurde wegen des ganz andere Anforderungen stellenden Kraftwagenverkehrs aufgegeben. Mehr und mehr nähert man sich den für die Linienführung von Eisenbahnen geltenden Grundsätzen: möglichst lange Geraden mit flachen verbindenden Kurven und tunliche Vermeidung von toten Steigungen, selbst wenn dadurch verhältnismäßig große Erdbewegungen erforderlich werden. Man sagt nicht mit Unrecht, daß der Unterbau ohnehin nur einen verhältnismäßig geringen Anteil der Baukosten einer Straße beansprucht und daß die Verminderung der Betriebskosten für die Straßenbenutzer den Aufwand bei der Linienführung wieder wettmacht. Abb. 1 gibt ein Beispiel für eine nach neuzeitlichen Grundsätzen entworfene Trasse.

In derselben Richtung nach Verkehrserleichterung bewegt sich auch das Bestreben, die Ausrundungsbogen zur Vermittlung zwischen Strecken verschiedenen Gefälles zu vergrößern, vor allen Dingen, um die Sichtweite zu erhöhen, die auf Straßen mit lebhaftem Verkehr nicht unter 150 m betragen soll. Abb. 2 zeigt die Abhängigkeit der Sichtweite von dem Steigungsunterschiede. Die Kurven sollen im allgemeinen nicht

Abb. 1.

unter 150 m Halbmesser haben. Sind enge Kurven gleichwohl nicht zu vermeiden und beträgt gleichzeitig die Steigung mehr als 5 %, so wird für jede Verkleinerung des Halbmessers um 15 m unter 150 m die Steigung um $^1/_2$ % ermäßigt.

Die Querneigung der Straßen ist sehr gering; für Straßen mit harter Oberfläche wird sie mit 1 : 120 als ausreichend angesehen. Große Anforderungen werden an die ebene Beschaffenheit der Straßenoberfläche gestellt. So darf bei Verwendung einer 3 m langen Streichlatte die Abweichung nicht größer als 6 mm sein.

Seit der Erhöhung der zulässigen Reisegeschwindigkeit der Kraftwagen wird auch der Überhöhung und Verbreiterung der Kurven Rechnung getragen. Die größte Überhöhung ist zu 1 : 12 angesetzt. Über dieses Maß wird wegen der noch vorhandenen mit Pferden bespannten Fuhrwerke und der langsam fahrenden Lastwagen nicht hinausgegangen.

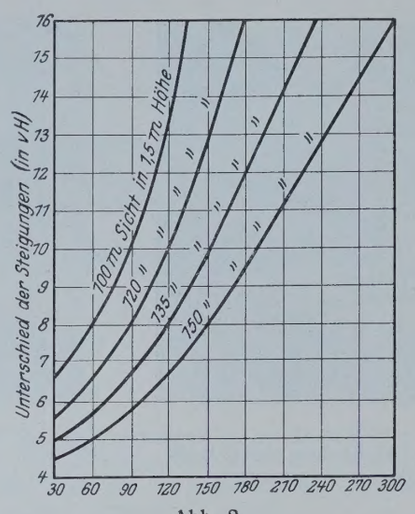


Abb. 2.

Als zweckmäßige Straßenbreite wird für eine zweispurige Straße 6 m angesehen. Trotzdem haben sich die meisten Staaten aus Ersparnisgründen zu einer Breite von 5,5 m entschlossen; neuerdings nehmen allerdings die 6 m breiten Straßen wieder zu, und in der Nähe der großen Städte sind „Über"-Landstraßen, Superhighways, von 4, 6 und 8 Verkehrsspuren keine Seltenheit.

Wenn der Verkehr nahezu konstant ist, wird die unterteilte Straße gewählt, bei der die Verkehrspuren durch Parkplätze und Baumreihen getrennt sind. Diese Anordnung wird als sicherer, angenehmer für das Auge und weniger ermüdend für den Kraftwagenlenker empfunden als die breite mehrspurige Straße ohne Unterteilung. Die letztere Anordnung wird jedoch bevorzugt, wenn der Verkehr zu bestimmten Zeiten sich überwiegend in einer Richtung bewegt, wie das in den Morgen- und Abendstunden in der Nähe von Industrie- und Geschäftsmittelpunkten der Fall ist, da dann dem gerade überwiegenden Verkehrstrom eine größere Anzahl von Verkehrspuren zur Verfügung gestellt werden kann.

Die Beseitigung der niveaugleichen Kreuzungen zwischen Straße und Eisenbahn wird, wenigstens in Gegenden mit lebhaftem Verkehr, angestrebt. Denn alle, etwa 250 000, vorhandenen Überwege umzubauen, ist nicht möglich, da das einen Kostenaufwand von 12 Milliarden Dollar, also etwa von der Hälfte des Wertes der Eisenbahnen, erfordern würde. Bei den schon vorhandenen Unterführungen wird vielfach bemängelt, daß die Eisenbahnbrücke als Träger auf drei Stützen ausgeführt worden ist, da die mittlere Stützenreihe vielfach die Ursache von Verkehrsunfällen wird.

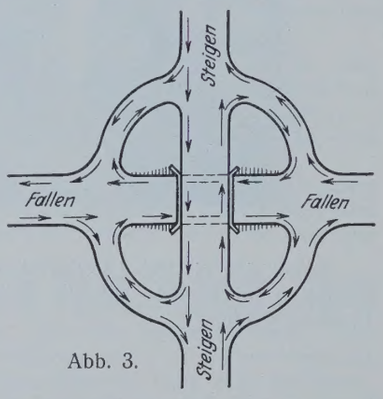


Abb. 3.

An besonders wichtigen Straßenkreuzungen sind auch diese durch Brückenbauwerke ersetzt. Dabei war mit die Überlegung maßgebend, daß die Leistungsfähigkeit einer voll ausgenutzten Straße abhängig ist von den Unterbrechungen des Verkehrstromes durch den kreuzenden Verkehr. Die Beseitigung der niveaugleichen Straßenkreuzungen (Abb. 3) an verkehrsreichen Stellen wirkt also unmittelbar verkleinernd auf die erforderliche Straßenbreite und damit auf die Herstellungskosten.

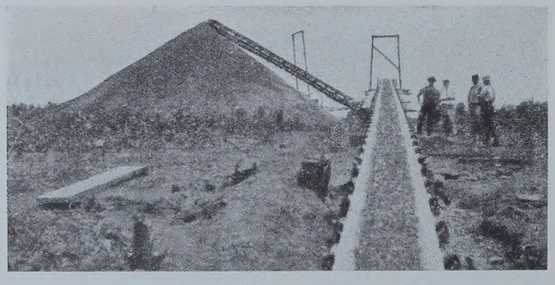


Abb. 4.

Die Auswahl der verschiedenen Deckenarten geschieht in erster Linie nach der praktischen Erfahrung und den Ergebnissen der Forschung unter Berücksichtigung der jeweiligen Verkehrsgröße. Im allgemeinen ist heute eine gewisse Stetigkeit im Straßenbauwesen eingetreten, die sich in klaren Bauvorschriften und in der Beschränkung auf wenige Standardtypen auswirkt. Das Ergebnis sind ebene und dauerhafte Decken und Senkung der Herstellungs- und Unterhaltungskosten. Hierzu trägt eine weitgehende Mechanisierung des Arbeitsganges bei.

Die Maschine beginnt schon bei den vorbereitenden Arbeiten ihre Tätigkeit. Abb. 4 zeigt ein 60 m langes Förderband, das den Umschlag von Zuschlagstoffen bewerkstelligt; den verschiedenen Zwecken und

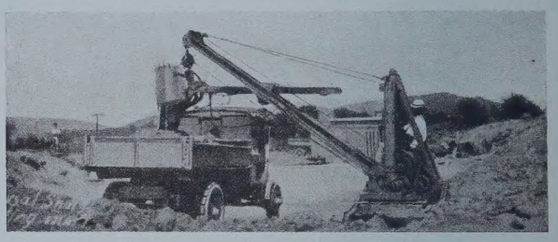


Abb. 5.

Bodenarten angepaßte Bagger und Wegehobel stellen den Untergrund her, wie Abb. 5 u. 6 zeigen. Abb. 6 zeigt ferner das in vielfachen Abänderungen erkennbare Bestreben, ein Gefährt mehrfachen Zwecken dienstbar zu machen. Der dargestellte Kraftwagen dient außer als Wegehobel auch zum Transport von Kalziumchlorid und Kies, zur Schneebeseitigung und als Zugorgan für den in Abb. 8 dargestellten Sprengwagen.

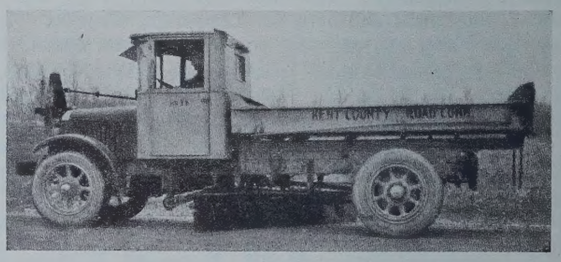


Abb. 6.

Einen sehr großen Teil des amerikanischen Straßennetzes, etwa 80 % mit 640 000 km Länge, bilden einfache Kies- und Lehmstraßen. Ihre Leistungsfähigkeit ist natürlich beschränkt und vor allem von einer guten Entwässerung abhängig. Da sie aber sehr billig in der Herstellung sind und im übrigen stets, auch bei schweren Straßendecken, den Ausgangspunkt, wenn dann auch nur als Planum, bilden, so ist ihre Bedeutung nicht zu unterschätzen. Als Bindemittel wird gewöhnlich Ton benutzt, dessen Gehalt jedoch 20 % nicht übersteigen soll. Für den Bau und die Unterhaltung dieser Straßen ist ein eggenähnliches Gerät, der Drag, unentbehrlich geworden (Abb. 7). Als einfache und wirksame Oberflächenbehandlung und -befestigung, die zugleich die Staubplage mildert, hat sich eine Tränkung mit Kalziumchlorid erwiesen. Hierzu werden häufig gummibereifte Anhänge-Sprengwagen benutzt (Abb. 8).

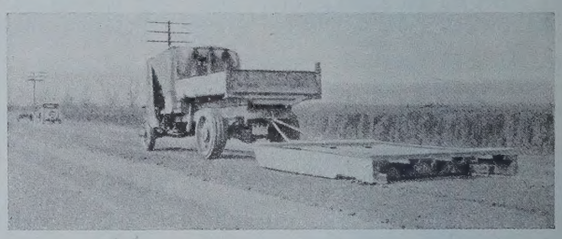


Abb. 7.

Kalziumchlorid wird auch häufig als Unterlage für eine bituminöse Oberflächenbehandlung benutzt, die der Straße eine größere Widerstandsfähigkeit gegen die Verkehrsangriffe verleiht. Die maschinelle Ausrüstung für eine Oberflächenbehandlung besteht aus einer Kehrmaschine, die die Straßenoberfläche reinigt und durch Gebläse den Staub lockert (Abb. 9), aus dem schon genannten Drag, aus dem Bitumensprengwagen und aus leichten Walzen.

Noch etwas höheren Anforderungen genügt der Bitumentränkmakadam. Er ist gleichzeitig eine der ältesten Bauweisen und diejenige, die im Laufe der letzten Jahre die geringsten Änderungen erfuhr. Für seine Herstellung gelten im wesentlichen heute folgende Grundsätze:

die Anordnung verhältnismäßig weicher Zuschlagstoffe bis zu 10 und 12 cm Korngröße,
die Anwendung härterer Bitumen, also von geringerer Penetration, und zwar eher in zu geringer als in zu großer Menge,
eine beschränkte Anwendung von Emulsionen,
Verlängerung des Walzens.

Auch die Straßendecken aus Bitumenbeton haben Fortschritte zu verzeichnen. Bei diesen Decken werden das Bitumen und die Zuschlagstoffe vor dem Einbringen in die Straße, in besonderen Misch- und

Aufbereitungsmaschinen erwärmt, gereinigt, geschmolzen und gemischt. Während früher hierzu fahrbare Anlagen an der Baustelle benutzt wurden, bürgern sich neuerdings stationäre Anlagen, meistens an dem Steinbruch gelegen, ein, die eine gleichmäßigere und billigere Arbeit liefern. Von ihnen wird der fertige heiße Beton in besonderen Transportwagen zur Baustelle gefahren. Zum Fertigen dieser Decken wird neuerdings der aus dem Betonstraßenbau bekannte Fertiger benutzt, der eine ebene und dichte Decke ergibt. Das Arbeitsverfahren wurde weiter durch bessere

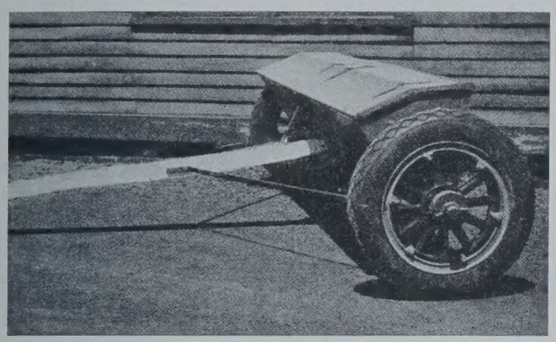


Abb. 8.

Ausnutzung der Heizgase in den Trocknern und Schmelzkesseln wirtschaftlicher gestaltet. Den durch die verbesserte Führung des Arbeitsvorganges gewonnenen Vorteilen wird eine größere Bedeutung zugemessen als der sorgfältigen Auswahl der Zuschlagstoffe nach Härte und Hohlraummindestmaß. So hat man unbedenklich am Bauplatze vorhandene Gesteine benutzt, die den vorgenannten Bedingungen nicht entsprechen, und mit ihnen dank der verbesserten Arbeitsweise gute Erfolge erzielt. Am weitesten ist in dieser Hinsicht der Staat Louisiana gegangen, der in mehreren Fällen gebrochene Muschelschalen benutzte.

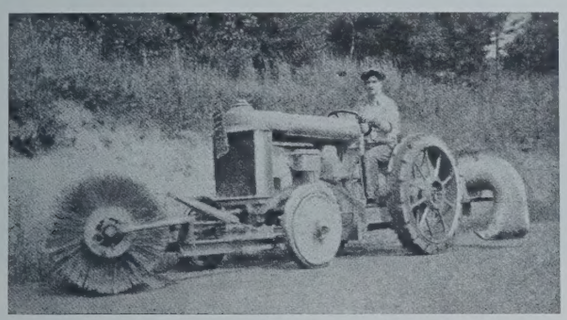


Abb. 9.

Dem Betonstraßenbau fehlt es immer noch an Einheitlichkeit. 30 Staaten wenden Dehnungsfugen in Abständen von 7,5 bis 60 m an, 12 Staaten sehen überhaupt keine vor. In der ersten Gruppe verbinden 15 Staaten die Fugenabschnitte durch Dübel, die übrigen 15 nicht. Die mittlere Längsfuge hat sich fast allgemein durchgesetzt, nur 4 Staaten verzichten auf ihre Anwendung, und 7 Staaten ordnen auch in den Längsfugen Dübel an. Eine Eisenbewehrung wird von 14 Staaten vorgesehen, von denen 7 eisenbewehrte Straßen ausschließlich bauen; 7 Staaten legen die Eisen nur an den Rändern ein.

Das Fertigen des Betons geschieht fast ausschließlich maschinell; dies ist in den Baubedingungen der meisten Staaten vorgeschrieben.

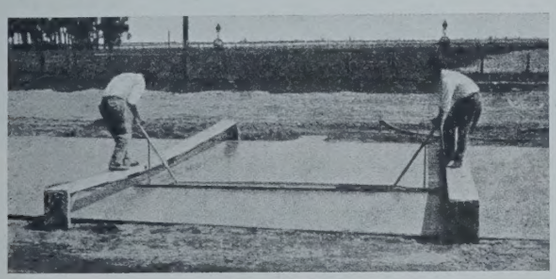


Abb. 10.

Die Abmessung der Zuschlagstoffe nach Raummengen ist zumeist durch das Abwiegen der Zuschlagstoffe ersetzt, die eine genauere Bemessung gestattet. 15 Staaten schrieben 1928 die Bemessung nach Gewichtsteilen vor, gegenüber 9 im Jahre 1927. Die Korngrößen werden nach wissenschaftlichen Grundsätzen bestimmt, und zwar so, daß zunächst eine Trennung der einzelnen Korngrößen vorgenommen wird, die dann in den das Hohlraummindestmaß ergebenden Mengen neu zusammengestellt werden. Größere Ergiebigkeit und geringere Kosten sind dadurch erreicht worden.

Viele Versuche sind zur Ermittlung der besten Art der Nachbehandlung des Betons vorgenommen worden. Untersucht wurden Anstriche mit Wasserglas, Kalziumchlorid, Bitumen heiß oder kalt oder in Emulsionsform, ferner das Bewässerungsverfahren nach Hunt und das Bedecken mit nassen Tüchern. Abschließende Ergebnisse sind noch nicht festgestellt.

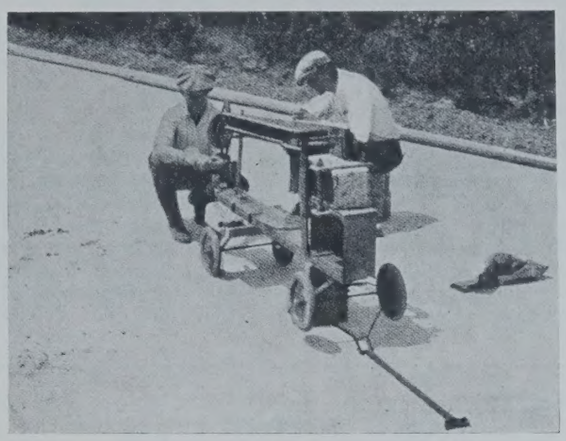


Abb. 11.

Unter den verschiedenen Arten der Fugenherstellung gewinnt die Scheinfuge als Quetschfuge zunehmende Bedeutung. Zu ihrer Herstellung wird nach dem Vorbeigange des Fertigers ein Eisen, gewöhnlich in T-Form, meist von Hand in den Beton gedrückt. Die Dehnungsfugen werden zumeist durch Einlegen eines Brettes in den Betons hergestellt, das nach dem Fertigen herausgezogen wird; die Fuge wird durch einen elastischen Stoff geschlossen. Neuerdings werden die Ränder der Längsfugen verstärkt ausgeführt, besonders bei den verzapften und verdübelten Fugen, und wenn die Straße zunächst nur auf halbe Breite von 3 m ausgebaut wird. Mitunter werden auch mehrere Längsfugen angeordnet, so daß Streifen in Spurbreite von etwa 3 m entstehen.

Abb. 12.

Allgemein ist nunmehr auch die Ansicht durchgedrungen, daß der richtige Wasserzusatz ebenso wichtig ist wie die Bemessung der richtigen Zementmenge. Dementsprechend sind die Wassermesser vervollkommnet, so daß einige Firmen die Genauigkeit der abgegebenen Wassermenge bis auf $^1/_4$ l gewährleisten.

Bei den Fertigern wird häufig ein in der Längsrichtung der Straße arbeitendes Reibebrett benutzt (Abb. 10). Es besteht aus einer Bohle von 18 bis 20 cm Breite und 3,5 bis 6,0 m Länge, die quer über die Straße,

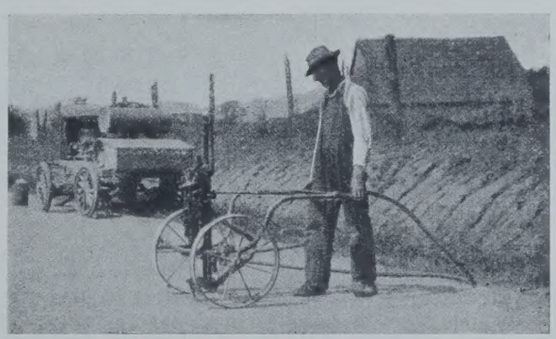


Abb. 13.

doch immer parallel zur Längsachse der Straße hin und her gezogen wird und dabei die Unebenheiten beseitigt, besonders die vorspringenden Streifen, die noch von der Stampfbohle oder dem Glätteband des Fertigers zurückgeblieben sind. Diese rechtwinklig zur Straße gelegenen Streifen bewirken große Erschütterungen der Fahrzeuge, während die etwa noch von dem Reibebrett zurückgelassenen parallel zur Fahrtrichtung verlaufen und daher ohne größere Einwirkung auf die Fahrzeuge sind.

Die Anwendung schnell erhärtender Zemente hat zugenommen, besonders in der Nähe großer Städte, um die durch den Umbau bedingte

Umlenkung des Verkehrs auf möglichst kurze Zeit zu beschränken. Auch neigt man in verkehrsreichen Gegenden dazu, die Schichtdicke zu vergrößern. In New York, Chicago, Cleveland usw. sind Betonstraßen von 25 bis 33 cm Stärke gebaut worden.

Die Prüfung des Betons geschieht zumeist durch die Biegeprobe, zum Teil wegen der Billigkeit und Beweglichkeit der Biegemaschine (Abb. 11), zum Teil auch, weil die Biegungsfestigkeit zutreffendere Schlüsse auf die Güte des Straßenbetons zuläßt als die Druckfestigkeit.

Die Oberflächenbeschaffenheit des Betons wird mit dem „Bumpometer“ (Abb. 12) gemessen; wenn sich das mittlere Rad über das zulässige Maß hinaus hebt oder senkt, wird ein elektrischer Kontakt geschlossen, wodurch eine Klingel zum Ertönen gebracht wird. Zu große Erhöhungen werden mit Drucklufthämmern (Abb. 13) beseitigt.

Die Steine der Klinkerstraßen werden jetzt dünner ausgeführt als früher. 6 bis 7,5 cm starke Klinker genügen nach den Versuchen auf der Versuchstraße in Arlington allen Verkehrsansprüchen. Die Steine werden im Gegensatze zu früher flach verlegt, d. h. mit der 10×15 cm großen Fläche nach oben. Auch die Unterlagschicht wird dünner gehalten, etwa 2,5 cm dick. Als Füllstoff dient meistens Bitumen, Versuche mit Teerpech und Faserstoff sind im Gange. Lappöhn.

Vermischtes.

Die Maentwrog-Wasserkraftanlage der Nord-Wales-Stromversorgungsgesellschaft. Die in Nord-Wales vorhandenen Wasserkräfte sind meistens in so kleinen Einheiten vorhanden, daß sie bis auf wenige Ausnahmen bisher noch nicht zur Stromerzeugung herangezogen sind, zumal sie auch vielfach weitab von der bodenständigen Industrie liegen. Um so größere Bedeutung kommt einer der wenigen Ausnahmen zu, von denen die kürzlich fertiggestellte Maentwrog-Wasserkraftanlage die bedeutendste ist. Über diese wird in „Eng.“, Hefte 3275, 3276 und 3279 berichtet.

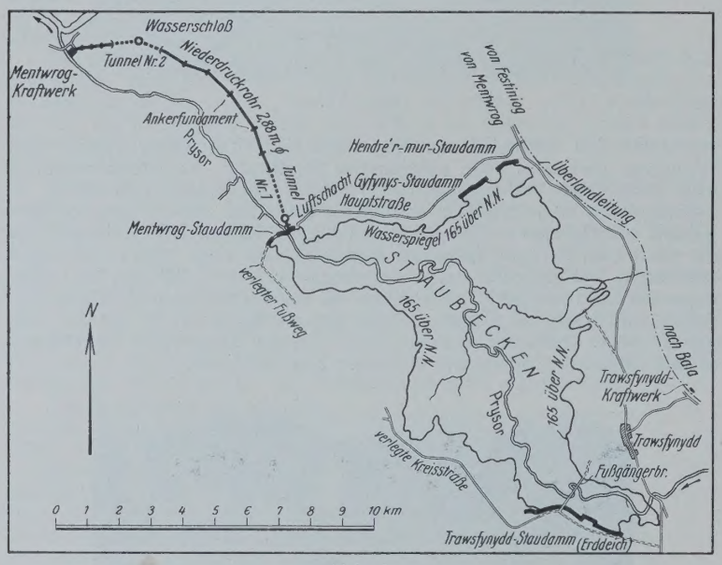


Abb. 1.

Die genannte Anlage entstand aus kleinen, bis auf das Jahr 1904 zurückgehenden Anfängen und erhielt einen mächtigen Ansporn zur Vergrößerung durch das 1919 herausgekommene Elektrizitäts-Versorgungsgesetz. Durch dieses wurde das Einflußgebiet der Gesellschaft auf 11000 km² vergrößert, das mehrere Küstenstädte und bedeutende Industrie-Mittelpunkte umfaßte.

Die Maentwrog-Staumauer schließt das Tal des Prywr ab. Sie ist das größte Bauwerk der Anlage und enthält die Einrichtungen zur Regelung und Abführung des Wassers. Die Abb. 2 zeigt die Mauer während der Herstellung, die Abb. 3 nach der Fertigstellung von der Wasserseite her.

Die Mauer ist im Grundriß bogenförmig angelegt. Ihre Außenflächen sind gleichfalls zur Erleichterung einer späteren Erhöhung treppenförmig abgestuft. Die Gesamtlänge zwischen den Widerlagern des gewölbten Teiles beträgt 91 m; östlich schließt sich eine 46 m lange Flügelmauer an, deren westliches Ende an eine hier in das Staubecken hineinragende

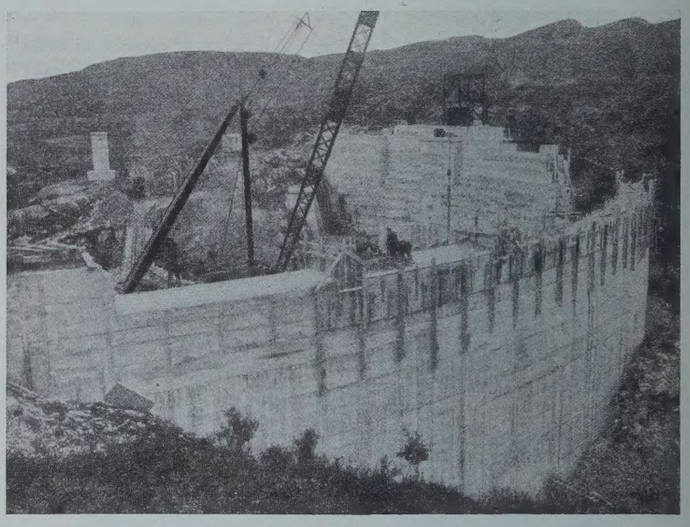


Abb. 2.

Halbinsel stößt. Das östliche Widerlager der Bogenmauer ruht gleichfalls auf dieser Halbinsel. Die Abb. 4 zeigt die Mauer im Grundriß und Aufriß.

Die Fundamente der Mauer sind bis auf den Felsen hinuntergeführt und aus Beton, Mischung 1 : 4, hergestellt. In dem darüber gelegenen Teil beträgt das Mischungsverhältnis des Betons 1 : 6. Der Beton enthält eingesetzte Blöcke bis zu 1 t Gewicht, deren Menge von 25 % im unteren

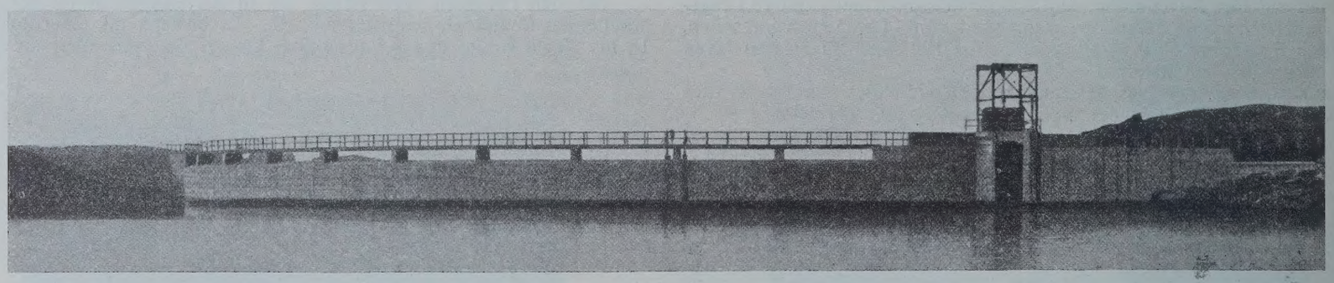


Abb. 3.

Wie die Abb. 1 zeigt, liegt die Maentwrog-Wasserkraftanlage in dem Tal des Prywr. Das Staubecken ist in der Nähe von Trawsfynydd angelegt und erforderte die Herstellung von vier das Tal abschließenden Dämmen. Das Zuflußgebiet umfaßt 60 km² mit Höhen zwischen 200 und 850 m. Durch zukünftige Erweiterungen kann das Zuflußgebiet noch vergrößert werden. Das jetzige Zuflußgebiet umfaßt meistens steile und felsige Abhänge, so daß von den Niederschlägen, die im Jahresdurchschnitt 175 bis 280 cm Regenhöhe betragen, ein hoher Prozentsatz dem Staubecken zufließt. Dieses hat gegenwärtig ein Fassungsvermögen von 340 Mill. m³ bei einer Länge von 8 km und einer größten Breite von 3,5 km.

Von den vier Dämmen sind drei, die von Trawsfynydd, Hendre'r-mur und Gyfynys, einfache Abschlußdämme. Sie sind auf den festen Fels gegründet und bestehen aus Beton, Mischung 1 : 6, mit einer 45 cm starken Deckschicht aus Beton 1 : 4 an der Wasserseite. Die Außenfläche hat einen Anlauf 7 : 10 und ist treppenförmig gestuft, um eine spätere Erhöhung leicht vornehmen zu können. Die Oberfläche aller drei Dämme liegt auf 200,5 m über NN, der Wasserspiegel auf 198,8 m über NN.

Teil bis auf 15 % im oberen abnimmt. Wie bei den übrigen Mauern ist wasserseitig eine 45 cm starke Deckschicht aus 1 : 4 gemischtem Beton aufgebracht. Der Anlauf der Außenseite beträgt $1 : 2^2/_3$, wird sich aber nach der Erhöhung der Mauer auf 1 : 5 im oberen Teil ermäßigen. Dieser Ausbau ist in Abb. 5 links punktiert angegeben. Als Bewehrung sind nahe den Außenflächen Rundeisen von 20 mm ⌀ in 1,2 m Abstand waagerecht und senkrecht verlegt. Die Ausbildung des Auslasses geht aus Abb. 5 rechts hervor. Auf den Mauern sind mehrere Überläufe vorgesehen, ein 43 m langer auf der Flügelmauer und ein 85 m langer auf der Bogenmauer. Die Oberkante des letzteren liegt auf 198 m über NN, während beiderseits des Auslasses die Mauerkrone auf 200,4 m über NN liegt. Über sämtliche Mauern führt ein Fußweg; an Stelle mehrerer überschwemmter Fußwege ist in der Nähe der Trawsfynydd-Mauer eine Fußgängerbrücke gebaut worden.

Vor dem Auslaß ist ein Sandfang angeordnet, an den ein 9 m langes Stahlrohr von 3 m ⌀ anschließt, das zu dem Tunnel Nr. 1 führt. Am Tunneleingang ist ein Schieber eingebaut, der sich bei einem Bruch der

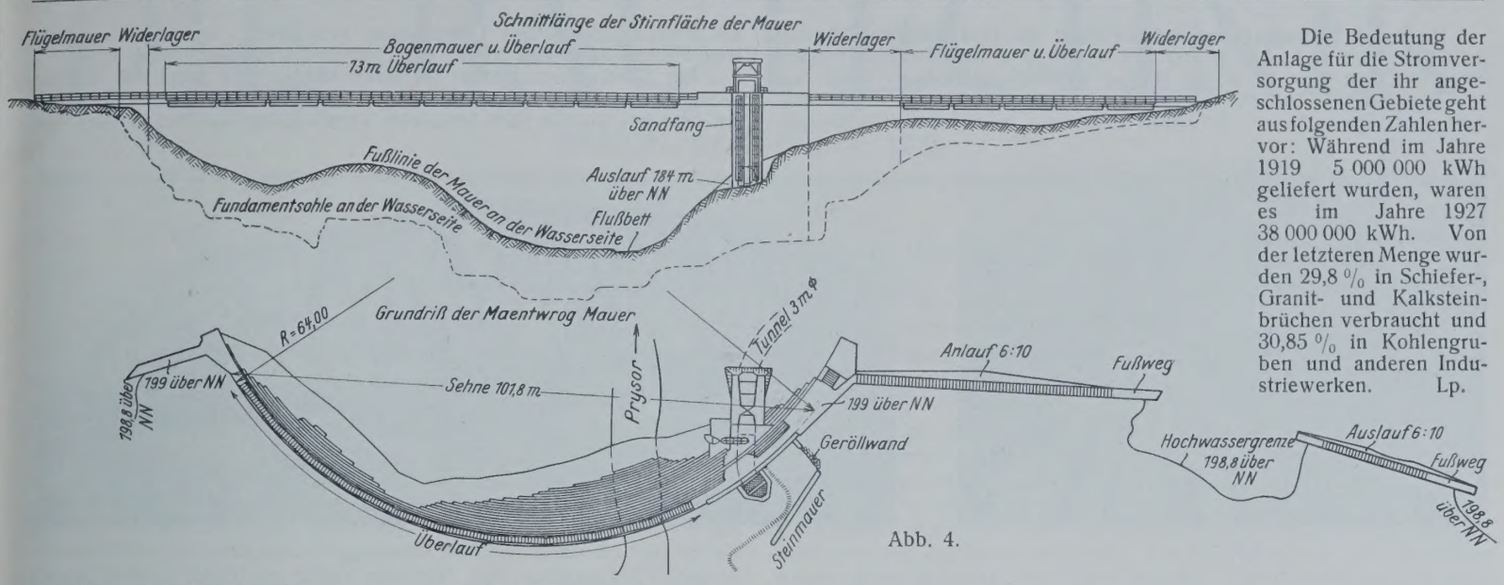
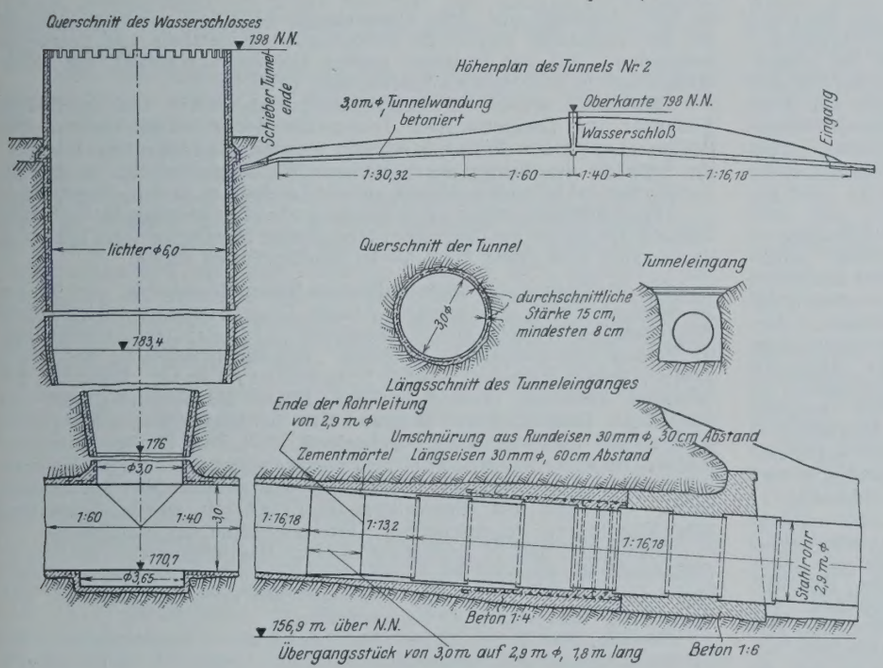


Abb. 4.

Die Bedeutung der Anlage für die Stromversorgung der ihr angeschlossenen Gebiete geht aus folgenden Zahlen hervor: Während im Jahre 1919 5 000 000 kWh geliefert wurden, waren es im Jahre 1927 38 000 000 kWh. Von der letzteren Menge wurden 29,8 % in Schiefer-, Granit- und Kalksteinbrüchen verbraucht und 30,85 % in Kohlengruben und anderen Industriewerken. Lp.



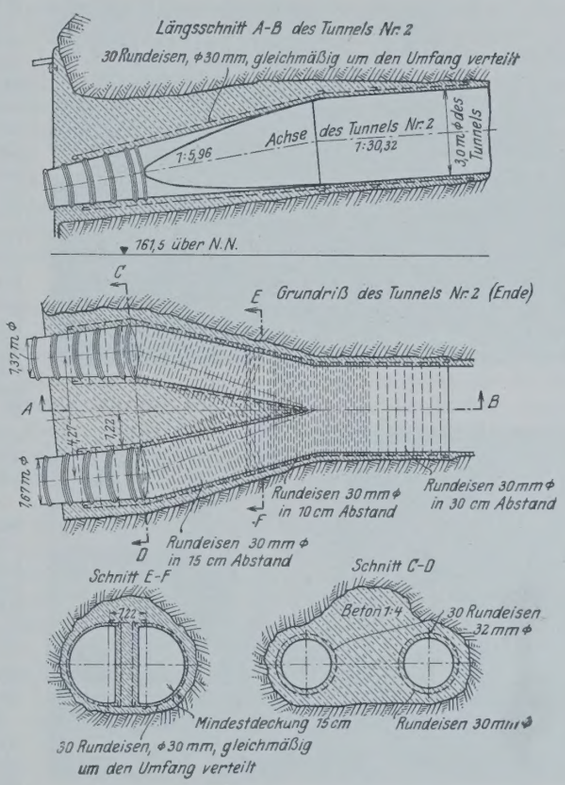


Abb. 6.

hinter dem Tunnel folgenden Niederdruckleitung selbsttätig schließt. Der Tunnel hat 3 m lichten Durchmesser und ist 585 m lang. Er verläuft durch festen Felsen und ist zur Erzielung einer glatten, die Reibung vermindernden Wandung mit Beton ausgekleidet. In der Nähe des Tunnelanfanges ist ein Luftschacht errichtet, der bis über die Mauerkrone hochgeführt wurde.

An den Tunnel schließt die 1735 m lange Niederdruck-Rohrleitung an, die aus genieteten Stahlrohren von 2,9 m ⌀ besteht. Diese Rohrleitung führt zu einem zweiten, 487 m langen Tunnel. An der höchsten Stelle des Tunnels befindet sich das Wasserschloß, das im wesentlichen aus einem Schacht von 6 m Durchmesser besteht, der nur 4 m über das Gelände ragt. Das nach dem Kraftwerk zu gelegene Ende des Tunnels besitzt zwei Mündungen, so daß in Zukunft beim weiteren Ausbau eine weitere Druckrohrleitung verlegt werden kann. Jede Mündung ist durch einen Schieber verschlossen; Ausbesserungen und Besichtigungen der Druckrohrleitung können daher vorgenommen werden, ohne daß es nötig ist, den Tunnel und die Niederdruckleitung leerlaufen zu lassen. Ein in der Druckrohrleitung vorgesehener selbsttätig schließender Schieber tritt in Tätigkeit, wenn der Wasserdruck in der Leitung eine bestimmte Grenze überschreitet.

Die eine bis jetzt verlegte Druckrohrleitung besteht aus überlappt geschweißten Stahlrohren mit einem äußeren Durchmesser von 1,87 m. An den Gefällebrechpunkten sind Betonfundamente angeordnet, dazwischen Betonpfeiler als Zwischenauflager. Ferner sind mehrere Ausdehnungsfugen vorgesehen.

Die Druckrohrleitung versorgt drei Turbinen mit waagerechter Achse, von denen jede mit zwei in einem Gehäuse auf derselben Welle sitzenden Läufern ausgerüstet ist. Sie sind im Krafthaus aufgestellt, das in Stahlrahmenbauweise mit Klinkerausfüllung ausgeführt ist.

Die Turbinen sind unmittelbar mit Generatoren von 6000 kW Leistung gekuppelt, die einen Drehstrom von 6600 V und 50 Perioden liefern. Der Drehstrom wird auf 66000 bezw. 35000 V transformiert und dann den Versorgungsgebieten zugeführt. Die 66000-V-Überlandleitung besteht aus Stahl-Aluminium, und zwar aus sieben Stahldrähten von 0,21 mm ⌀, die von 26 Aluminiumdrähten von 0,25 mm ⌀ umgeben sind.

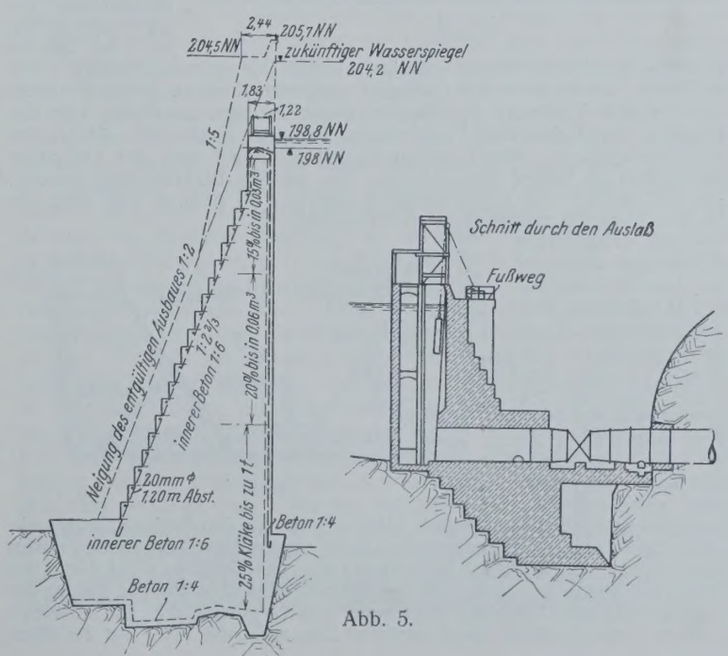


Abb. 5.

Bau und Transport der Brücke über die Endracht bei Tholen. Zwischen Stadt und Insel Tholen und der Provinz Nord-Brabant bestand lange Zeit nur eine Fähre als einzige Verkehrsverbindung. Diese war dem neuzeitlichen Verkehr, der bis auf 140 Autos je Tag gestiegen war, nicht mehr gewachsen. Es wurde daher ein Brückenbau beschlossen.

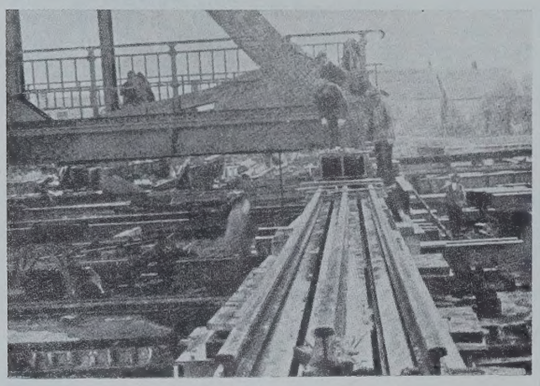


Abb. 1.

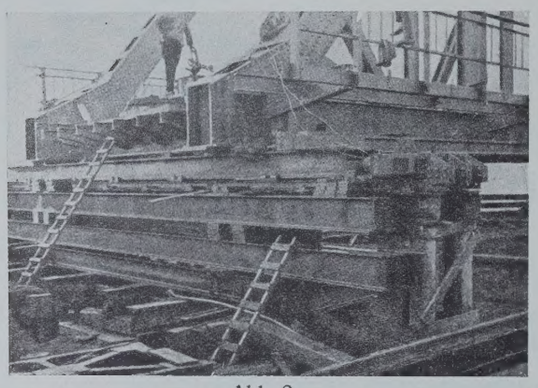


Abb. 2.

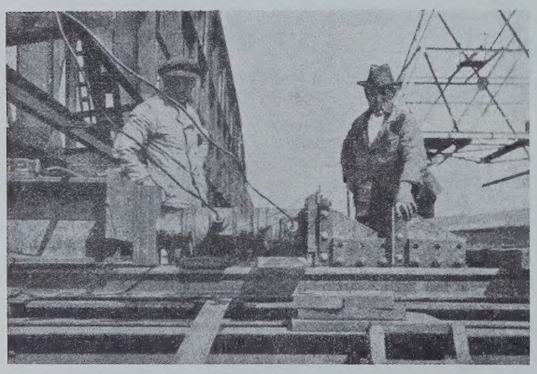


Abb. 3.

Wegen des regen Schiffsverkehrs war die Absperrung der Endracht durch ein Montagegerüst ausgeschlossen. Die Brücke wurde daher an Land gebaut und nach Fertigstellung mit Pontons eingefahren und auf die inzwischen fertiggestellten Auflagerpfeiler abgesetzt. Über die erforderlichen Arbeiten berichtet P. Boersma in „De Ingenieur" 1928, Nr. 41 vom 13. Oktober.

Die Brücke hat eine Stützweite von 100 m, einen Hauptträgerabstand von 6,60 m und eine Systemhöhe von 12,5 m in der Mitte. Sie wiegt 765 t. Auf dem Werkgelände wurden Pfähle eingerammt und darüber eine Montagebühne errichtet. Auf diesem Unterbau wurde die Brücke montiert, wobei die rechnungsmäßige Form der Brücke durch unter den Untergurt angesetzte Pressen geregelt wurde.

Für den Transport der Brücke waren mehrere Umstände von Bedeutung: Die Ebbe- und Flutbewegung in dem Fahrwasser, der Noord am Fabrikgelände, die Fluthöhe in der Endracht und der Gezeitenunterschied in beiden Fahrwassern. Sie mußten berücksichtigt werden, um die Brücke von ihrem Bauplatz abheben zu können und doch die für das Absetzen nötige Höhe zu erreichen.

Nach Fertigstellung der Brücke wurde sie von fünf Pressen von je 100 t Hubkraft etwa 2 m angehoben. Unter den Auflagern der Brücke wurde dann ein Schlitten aus drei breitflanschigen I-Trägern angebracht, der auf einer Gleitbahn aus denselben Trägern mit einer obersten Lage von drei Schienen auflagerte (Abb. 1 u. 2). An den Schienen wurde ein Widerlager aus eisernen Platten angebracht. Gegen diese wurden die Pressen waagerecht angesetzt, so daß ihr Kolben gegen den Schlitten drückte und mit diesen die Brücke verschob. Zur Erleichterung des Verschiebens wurden die Schienen mit einer Mischung von Graphit und Öl geschmiert. Die einzelnen Pressen (Abb. 3) waren durch kupferne Leitungen mit einer auf der Mitte der Brücke aufgestellten Druckpumpe verbunden. Jeder Hub erzielte eine Verschiebung von 16 cm; die Gesamtverschiebung betrug 15 m.

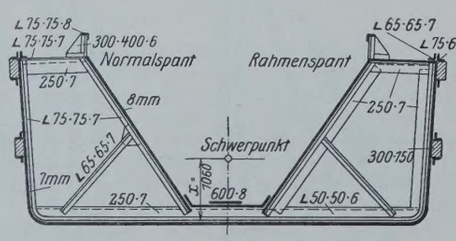


Abb. 4.

Die Gleitbahnen ruhten auf Rammpfählen, die einerseits in dem Werkgelände, anderseits vor dem Bollwerk eingeschlagen waren. Zwischen die letzteren wurden nach beendeter Verschiebung vier Hebeprahme von

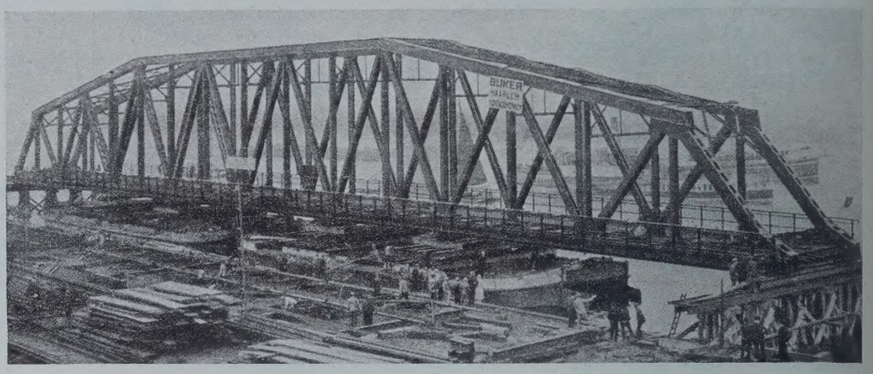


Abb. 5.

je 400 t Tragkraft und den Abmessungen 34 × 6,35 × 3,10 m (Abb. 4) mit der Längsachse parallel zur Brückenachse eingefahren und paarweise verbunden. Auf den Prahmen wurden Holzstapel errichtet, die jeden Hauptträger in vier Punkten unterstützten (Abb. 5).

Die Brücke wurde bei steigender Flut abgehoben und durch drei Schlepper über Dordrecht nach Tholen übergeführt. Das Absetzen der Brücke ging wider Erwarten schnell, da eine ungewöhnliche Fluthöhe das Anheben der Brücke durch Pressen überflüssig machte, so daß sie unmittelbar bei fallendem Wasser auf die Landpfeiler zum Aufliegen kam.

Die gewählte Bauweise hat neben der großen Erleichterung für die Schiffahrt, die von keinen das Fahrwasser verengenden Montagegerüsten behindert wurde, auch eine große Ersparnis an Montagekosten erzielt. Lp.

Die 10. Tagung für wirtschaftliches Bauen findet statt vom 27. bis 29. September 1929 in Karlsruhe. Aus der Tagesordnung sei besonders hervorgehoben: Freitag, den 27. September, 9,15 Uhr: Hauptversammlung im großen Konzerthaussaal, Festplatz. Begrüßungsansprache des Präsidenten, Regierungsbaurat Rudolf Stegemann, Leipzig, Vorstand der Leipziger Baumesse G. m. b. H.: Die Träger der Rationalisierung im Bauwesen. Prof. W. Rein, Breslau: Der Stahlskelettbau, seine Eigenschaften und Konstruktionen. Architekt B. D. A. Prof. Dr.-Ing. Siedler, Berlin: Das Ausfachungsmaterial des Stahlskelettbaues. Dr.-Ing. Wilhelm Weiß, München: Die Dach- und Deckenkonstruktionen des Stahlskelettbaues. Geh. Bau- und Ministerialrat Dr. Friedrich, Berlin: Baupolizeiliche Vorschriften, Feuersicherheit, Gütevorschriften des Stahlbaues.

Sonnabend, den 28. September, 9 Uhr: Magistratsbaurat Nosbisch, Frankfurt a. M.: Zentrale Wirtschaftseinrichtungen in Wohnvierteln. Oberingenieur Barlach, Berlin: Die wirtschaftlichen Voraussetzungen der verschiedenen Heizsysteme. — Besichtigungen.

Sonntag, den 29. September: Besichtigungen. — Anmeldungen an den „Deutschen Ausschuß für wirtschaftliches Bauen", Leipzig C 1, Tröndlin-Ring 9.

Hauptversammlung des Deutschen Stahlbau-Verbandes. Zu dem in Heft 38, S. 607 gebrachten Vermerk wird ergänzend mitgeteilt, daß die Hauptversammlung diesmal nur im Rahmen rein geschäftlicher Verhandlungen im Kreise der Mitglieder abgehalten werden soll, unter Verzicht auf die ursprünglich geplanten größeren Veranstaltungen.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: die Direktoren bei der Reichsbahn Dr.-Ing. Spiro von der R. B. D. Altona und Werner Bergmann von der R. B. D. Dresden zum R. Z. A. in Berlin, die Reichsbahnräte Spangenberg, Dezernent (Mitglied) der R. B. D. Elberfeld, in gleicher Eigenschaft zur R. B. D. Osten in Frankfurt (Oder), Rothmann, Vorstand des R. B. A. Bad Oldesloe, als Vorstand zum R. B. A. Neumünster, Menge, Vorstand des R. B. A. Uelzen, als Vorstand zum R. B. A. Bad Oldesloe und Gamm, Vorstand des R. V. A. Fulda, als Dezernent (Mitglied) zur R. B. D. Trier, Dr. jur. Höß von der R. B. D. Essen als Vorstand zum R. V. A. Uelzen, Heinzemann vom R. B. A. Frankfurt (Main) 1, als Vorstand zum R. B. A. Uelzen, Löble vom R. B. A. Bremen 1 zur R. B. D. Erfurt, Prehm von der R. B. D. Osten in Frankfurt (Oder) zur R. B. D. Stettin, Rogge von der R. B. D. Oldenburg zum R. B. A. Bremen 1 und Reckel vom R. Z. A. in Berlin als Leiter einer Abteilung zum R. A. W. Berlin, die Reichsbahnbaumeister Norden von der R. B. D. Berlin zur R. B. D. Breslau und Bürklen, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Berlin, in gleicher Eigenschaft zum R. A. W. Paderborn Hauptbahnhof.

INHALT: Neuartige Regulierungen in der kanalisierten Oder von Cosel bis zur Mündung der Glatzer Neiße (Bezirk des Wasserbauamts Oppeln). — Neue Stellwerkgebäude auf dem Bahnhof Königsberg i. Pr. — Die internationale Hängebrücke über den Detroit-Fluß. — Der amerikanische Straßenbau im Jahre 1928. — Vermischtes: Maentwrog-Wasserkraftanlage der Nord-Wales-Stromversorgungsgesellschaft. — Bau und Transport der Brücke über die Endracht bei Tholen. — 10. Tagung für wirtschaftliches Bauen. — Hauptversammlung des Deutschen Stahlbau-Verbandes. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

7. Jahrgang | BERLIN, 27. September 1929 | Heft 42

Die Bedeutung der Baustelleneinrichtung für die Wirtschaftlichkeit eines Baues und dessen Durchführung.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Privatdozent Dr.-Ing. **O. Walch,** Oberingenieur der Siemens-Bauunion G. m. b. H.

Wenngleich die Verwendung einzelner Maschinen im Baubetriebe schon lange bekannt ist, so ist doch der planmäßige Ersatz der Handarbeit durch Maschinen erst in jüngerer Zeit angestrebt worden. Solange in Deutschland die Löhne noch verhältnismäßig niedrig waren, lohnte sich die Anwendung von Maschinen kaum; sie brachte höchstens eine beschleunigte Durchführung der Arbeiten, eine leichtere Bewältigung großer Massen und unter Umständen eine bessere Qualität der Arbeit mit sich. In wirtschaftlicher Beziehung waren jedoch die Vorteile in den meisten Fällen nicht so ausschlaggebend, wie dies heute der Fall ist, wo einmal höhere Löhne zu zahlen sind und zum anderen die Leistungsfähigkeit des Handarbeiters immer noch etwas geringer ist als in der Vorkriegszeit.

Diese zielbewußte Umstellung auf den Maschinenbetrieb hat weitgehende Folgen sowohl vom allgemein wirtschaftlichen Standpunkt aus als auch für das Bauwesen selbst.

Allgemein ist festzustellen, daß gerade durch die Anwendung der Maschinen die Baukosten nicht so stark gestiegen sind, wie dies den sonstigen Teuerungsverhältnissen entsprechen dürfte. Der Lohn des ungelernten Arbeiters weist z. B. in Berlin gegenüber der Vorkriegszeit eine Steigerung auf von 113 %; der Lohn des Maurers eine solche von 72 %; die Baustoffe sind nach dem amtlichen Index um 59 % gestiegen. Die Kosten für die fertigen Bauwerke sind jedoch nicht in gleichem Maße erhöht gegenüber der Vorkriegszeit. Als Beispiel diene hier der Bau von Talsperren. In der Vorkriegszeit konnte man bei Talsperren von größeren Abmessungen, wie in dem Buch „Die Wasserkräfte“ von Prof. Ludin angegeben, mit einem Preise von 18 bis 20 R.-M./m³ rechnen. Heute beträgt der Preis, wenn man neuere Ausschreibungsergebnisse als Maßstab nimmt, 28 bis 30 R.-M. Die Steigerung beträgt daher nur knapp 50 %. Ähnlich liegen die Verhältnisse auch im Hochbau. Andere Beispiele dürften genügend zur Verfügung stehen, um die Richtigkeit der hier aufgestellten Behauptung zu beweisen.

Der beste Beweis für die Verbilligung der Baukosten bei Anwendung von Maschinen dürfte aber der sein, daß in Amerika die Preise für Bauarbeiten nicht entsprechend den hohen, dort gezahlten Löhnen teurer sind als in Deutschland. Es werden in Amerika gezahlt: für den ungelernten Arbeiter 0,5 bis 0,7 $, also etwa 2,2 bis 3 R.-M.; für den gelernten Arbeiter 0,9 bis 1,25 $ — entsprechend 3,8 bis 5,25 R.-M.; im Mittel also etwa drei- bis viermal soviel als in Deutschland. Der Eisenpreis ist mehr als doppelt so hoch als in Deutschland. Trotzdem sind die Preise für die fertigen Bauwerke keineswegs etwa dreimal so hoch als in Deutschland, sondern nur etwa 70 bis 120 % höher. 1 m³ Beton für Talsperren kostete nach Angaben von „Eng. News-Rec.“ 1925 beim Wilson-Damm 68 R.-M., also etwas mehr als das Doppelte des in Deutschland Üblichen; ebenso liegen alle anderen Arbeiten, über deren Kosten in amerikanischen Zeitschriften gute Angaben enthalten sind.

In Amerika, dem Lande, wo die Mechanisierung der Baustelle am weitesten gediehen ist, sind somit die Baukosten — am Lohn gemessen — am niedrigsten, ein Beweis für die wirtschaftliche Bedeutung der Umstellung auf Maschinenbetrieb.

Durch diese tatsächliche Verbilligung der Bauarbeiten, die im Vergleich zu den übrigen Teuerungsverhältnissen eingetreten ist, ist es also möglich, viele Bauvorhaben heute zu wirtschaftlich günstigen oder wenigstens möglichen Bedingungen auszuführen, die sonst nicht durchgeführt werden könnten. Auf diese Weise kann also eine Belebung der Bautätigkeit herbeigeführt werden, die von großer Bedeutung ist nicht nur für die Bauindustrie selbst, sondern für die Allgemeinheit.

Die Umstellung auf den Maschinenbetrieb hat aber naturgemäß auch noch eine Auswirkung auf die die Baumaschinen herstellende Industrie. Wir haben heute in Deutschland verschiedene Fabriken, die sich ausschließlich mit der Herstellung von Baumaschinen beschäftigen. Dazu kommen noch zahlreiche andere Werke, die neben anderen Dingen Baumaschinen herstellen. Dadurch werden zahlreiche Arbeitskräfte beschäftigt, und zwar — was von nicht zu unterschätzender Bedeutung ist — in einem dauernden, das ganze Jahr über arbeitenden Betrieb, während die Bauindustrie immer noch mehr oder minder ein „Saisonbetrieb“ ist, wenngleich nicht zu verkennen ist, daß durch die Umstellung auf Maschinenbetrieb auch hier eine Vergleichmäßigung der Arbeit eingetreten ist, da viele Arbeiten bei Verwendung von Maschinen auch in den Wintermonaten ausgeführt werden können, die bei Handarbeit nur für die Sommermonate in Frage kamen.

Wenn man von der allgemeinen Bedeutung der Umstellung auf Maschinenarbeiten im Baubetrieb spricht, so darf man nicht vergessen, auf die damit verbundenen kulturellen Vorteile hinzuweisen. Die Bauarbeiten stellen ohne Zweifel an den Arbeiter außerordentlich hohe Anforderungen; die Arbeit ist sehr schwer und zum Teil nicht gesund, außerdem mit Gefahren verknüpft. Durch Anwendung der Maschinen werden diese Gefahren zum Teil vermindert, vor allen Dingen aber wird die körperliche Anstrengung des Arbeiters wesentlich herabgesetzt. Dabei treten sicherlich im Baubetrieb keinerlei Nachteile für den Arbeiter auf, die vielleicht im Fabrikbetriebe zu fürchten sind, wie vor allen Dingen durch die abstumpfende gleichmäßige Tätigkeit bei der modernen Serienherstellung. Außerdem ist damit der Vorteil verknüpft, daß die Arbeitskräfte mit den Maschinen in Berührung kommen, ihre Wirkungsweise kennenlernen und damit ohne weiteres bei ihnen ein Interesse geweckt wird, das zur Hebung ihrer Bildung beiträgt.

Für den Baubetrieb selbst wirkt sich die Umstellung von Handarbeit zum Maschinenbetrieb im wesentlichen nach zwei Richtungen hin aus: einmal in wirtschaftlicher Beziehung und das andere Mal in technischer Beziehung.

Zu dem ersten Punkte wurde vorhin schon gesagt, daß durch die Anwendung der Maschinen eine Senkung der Baukosten möglich ist. Untersuchen wir zunächst, welche Kosten durch die Mechanisierung wegfallen. Früher entstanden — abgesehen von den Ausgaben für die Beschaffung der Baustoffe und die Hilfsbaustoffe — an der Baustelle hauptsächlich Lohnausgaben. Durch Einführung der Maschinen wird der Verbrauch an Lohnstunden wesentlich eingeschränkt, und demgemäß ermäßigen sich die Lohnkosten und damit im Zusammenhang die Kosten für die sozialen Lasten usw., was gerade in der heutigen Zeit von nicht zu unterschätzender Bedeutung ist. Es folgt daraus ohne weiteres, daß die Ersparnisse um so größer sind, je höher der Stundenlohn! Dies ist bei einer Vergleichsrechnung zwischen Handarbeit und Maschinenbetrieb von großer Wichtigkeit. Es kann daher der Fall eintreten, daß die Anwendung der Maschinen im einen Falle wirtschaftlich gerechtfertigt ist, im anderen Falle jedoch nicht. Dabei braucht man nicht ohne weiteres an einen Vergleich zwischen ausländischen Verhältnissen und deutschen zu denken. Die Lohnunterschiede in den einzelnen Gegenden Deutschlands sind auch heute noch so beträchtlich, daß auf jeden Fall zu untersuchen ist, ob unter den gegebenen Verhältnissen Handarbeit oder Maschinenbetrieb günstiger ist. Dazu kommt weiter noch, daß die Arbeitsleistung des einzelnen Arbeiters nicht überall die gleiche ist. Es gibt Gegenden in Deutschland, wo anerkannt gute Arbeiter zu haben sind, während in anderen Gegenden die Arbeitskräfte schlechter sind. Es liegt dies teils an der körperlichen Eignung der Arbeitskräfte, teils liegt es aber auch in anderen Umständen begründet, auf die hier nicht näher einzugehen ist. Es ist ohne weiteres klar, daß die Arbeitsleistung des einzelnen Arbeiters neben der Lohnhöhe wesentlich mitsprechen kann, ob die Einführung von Maschinen in Frage kommt oder nicht. Ganz besonders ist jedoch dieser Gesichtspunkt zu beachten, wenn es sich um Arbeiten im Auslande handelt. In manchen Ländern sind — nach deutschem Gelde gerechnet — außerordentlich niedrige Löhne zu zahlen, so daß man im ersten Augenblick ohne weiteres annehmen möchte, daß Handarbeit das billigste wäre. Lernt man jedoch die Verhältnisse in dem betreffenden Lande näher kennen, dann muß man manchmal die Erfahrung machen, daß trotz der niedrigen Löhne die Handarbeit keineswegs billig ist, da die Arbeitsleistung des einzelnen eine außerordentlich niedrige ist. Es liegt dies teils an den klimatischen Verhältnissen, teils aber auch an der Unlust der Bevölkerung, schwere Arbeit zu verrichten. Weiter ist bei einer Untersuchung, ob Handarbeit oder Maschinenarbeit in Frage kommt, noch zu prüfen, wie sich das Verhältnis stellt vom Lohn des ungelernten Arbeiters zum Lohn des Facharbeiters. Bei Handarbeit überwiegen weitaus die ungelernten Arbeiter, während beim Maschinenbetrieb sich die Zahl der gelernten Arbeiter naturgemäß erhöht. Man kann daher sagen, daß, wenn der Lohn des ungelernten Arbeiters stärker steigt als der des Facharbeiters, der Maschinenbetrieb wirtschaftlicher wird.

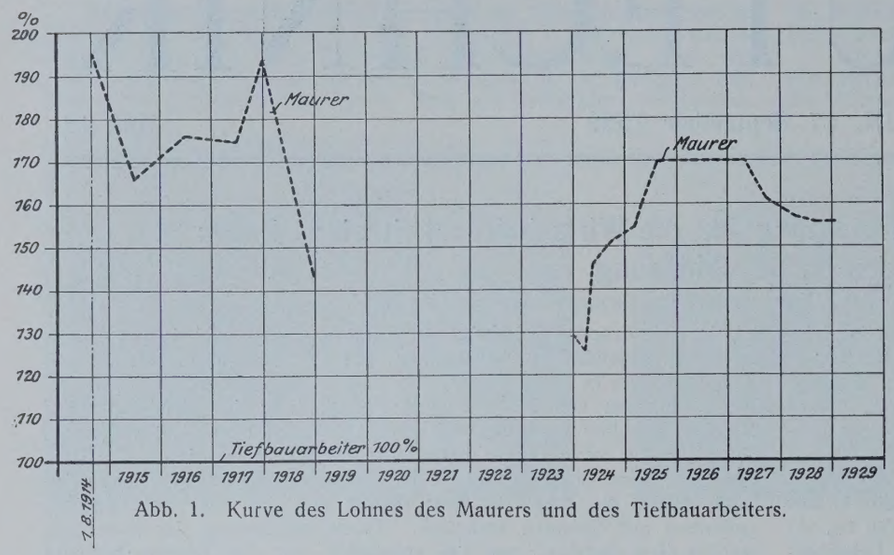


Abb. 1. Kurve des Lohnes des Maurers und des Tiefbauarbeiters.

In Deutschland erhielt in der Vorkriegszeit der gelernte Arbeiter ungefähr 95% mehr Lohn als der ungelernte (Abb. 1). Während der Inflationszeit wurde der Unterschied immer kleiner und kleiner und ging vielfach bis auf etwa 3 bis 5 % herunter. In solchen Zeiten ist die Anwendung von Maschinen an und für sich besonders günstig. Heute beträgt der Unterschied im Lohn des ungelernten Tiefbauarbeiters und des gelernten Arbeiters etwa 55 %, ist also noch wesentlich geringer als in der Vorkriegszeit. Dazu kommt, daß heute vielfach der Lohn des sog. Bauhilfsarbeiters zu zahlen ist, wo früher nur ungelernte Arbeiter in Frage kamen. Hier ist der Unterschied im Lohn noch kleiner, nämlich nur 27 %. Auch daraus ergibt sich, daß heute die Bedingungen für die Einführung der Baumaschinen günstigere sind.

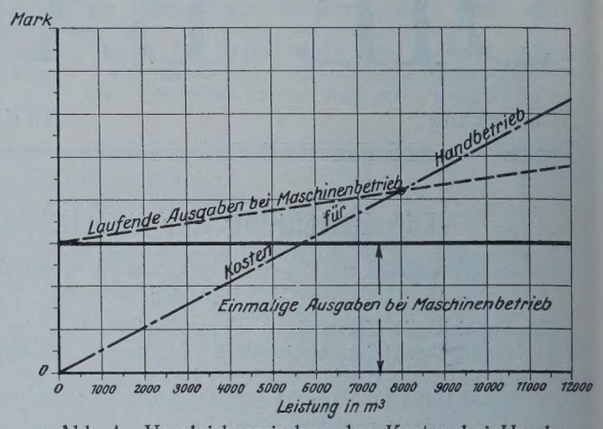


Abb. 4. Vergleich zwischen den Kosten bei Hand- und Maschinenbetrieb.

Den Ersparnissen an Löhnen stehen bei Einführung des Maschinenbetriebes die Kosten für die Geräte und deren Betrieb gegenüber. Sie zerfallen in einmalige Ausgaben (Abb. 2), die für jede Baustelle aufzuwenden sind, wie Frachten, Kosten für Verladen, Anfuhr, Aufbau, Abbau, Rücktransport usw., und in laufende Ausgaben, die von Leistung und Betriebszeit abhängig sind, wie Abschreibung, Verzinsung, ferner Kosten für Betriebstoffe, Löhne für Bedienung usw. Bei allen Ausgaben für die Geräte ist zu beachten, daß im Baubetriebe die Maschinen nicht so ausgenutzt werden können wie im Fabrikbetriebe. Erstens ist nicht damit zu rechnen, das die Maschinen ständig beschäftigt sind, da die Art der Bauarbeiten, d. h. die Art der Aufträge, die der Unternehmer hat, wechselt und somit der Fall vorkommen kann, daß trotz eines guten Beschäftigungsgrades des Unternehmers verschiedene Maschinen unbenutzt herumstehen; dann aber ist gerade im Baubetriebe immer damit zu rechnen, daß der Unternehmer zeitweilig nicht voll beschäftigt und dann erst recht für die Maschinen keine Verwendung vorhanden ist.

Aber selbst wenn man den Fall annimmt, daß die Maschinen immer an Baustellen sind, so darf man doch nicht mit einer Ausnutzung während des ganzen Jahres rechnen.

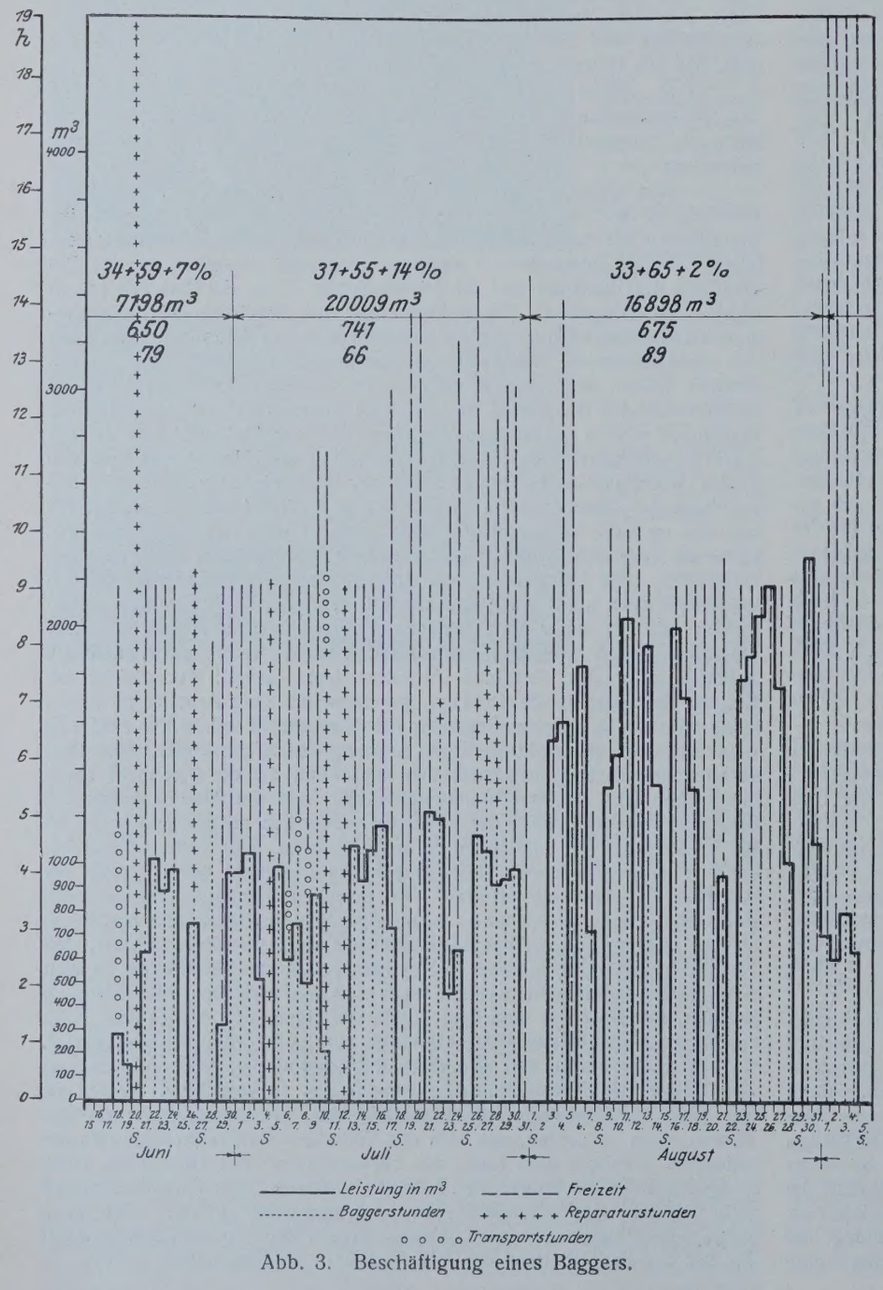


Abb. 3. Beschäftigung eines Baggers.

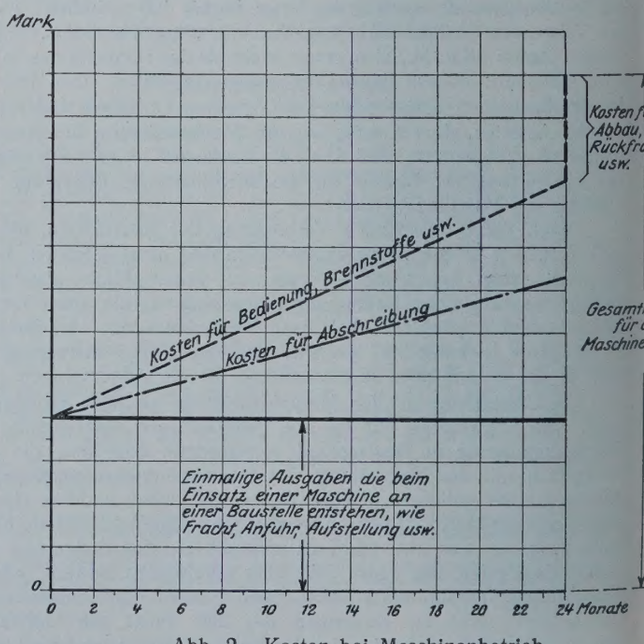


Abb. 2. Kosten bei Maschinenbetrieb.

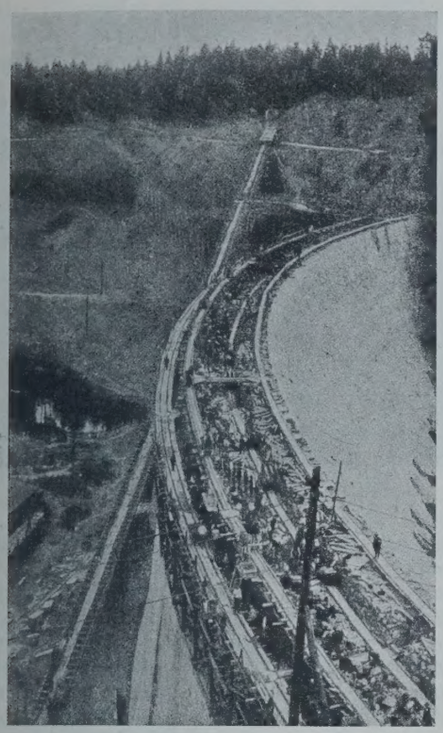


Abb. 6. Mauerung einer Talsperre in Bruchsteinmauerwerk.

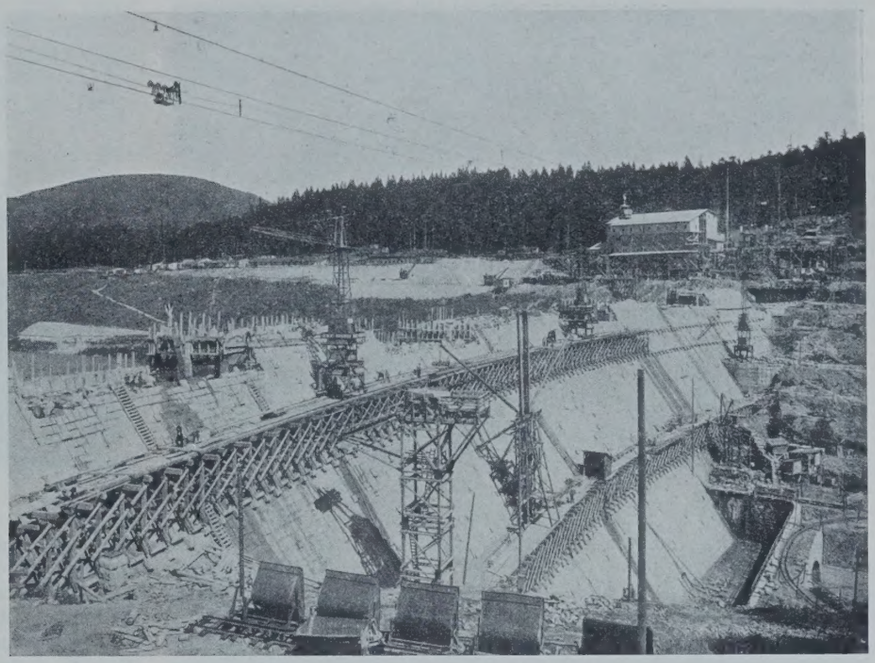


Abb. 7. Betonieren einer Talsperre.
(Kabelkrananlage beim Bau der Schwarzenbachtalsperre.)

Der Baubetrieb ist — wie kaum ein anderer — vom Wetter abhängig, so daß längere oder kürzere Unterbrechungen immer eintreten. Dadurch sinkt die Leistung, die eine Maschine in einem Jahre ausführen kann, sehr beträchtlich unter das theoretisch mögliche Maß. Dazu kommt, daß der Baubetrieb ein sehr rauher Betrieb ist, in dem die Maschinen stark abgenutzt werden. Dadurch treten wiederum Pausen ein, die die Leistung herabsetzen. In Abb. 3 ist ein Überblick gegeben über die Beschäftigung eines Baggers während einiger Monate. Es ist hier mit Absicht der Fall gewählt, wo zahlreiche Störungen eingetreten sind, hauptsächlich weil die Bodenverhältnisse äußerst ungünstige waren und demgemäß auch der Abtransport schwierig und mit Störungen verbunden war. Es ergibt sich aus dieser Zusammenstellung, daß der Bagger nur 33% der Arbeitszeit nutzbringende Arbeit leistete, 7% der Zeit infolge Reparaturen ausfielen und weitere 60% der Arbeitszeit durch andere Störungen verlorengingen. Bei anderen Maschinen und günstigeren Verhältnissen wird sich der Prozentsatz der tatsächlichen Nutzleistung wesentlich erhöhen. Im allgemeinen ist aber die durchschnittliche Leistung einer Maschine gegenüber der theoretischen Leistung verhältnismäßig gering; demgemäß verteilen sich die jährlichen Ausgaben für eine Maschine, d. h. Abschreibung einschl. Verzinsung, auf eine geringe Leistung und machen sich daher in stärkerem Maße bemerkbar, als dies in einem anderen Betriebe der Fall ist. Diese Umstände sind bei der Berechnung der Kosten für den Maschinenbetrieb entsprechend zu berücksichtigen. Aber auch die Kosten für die Unterhaltung der Maschinen sind sehr hoch, meist viel höher als in irgendeinem anderen Betrieb. Somit wird die Einheit der Leistung stark mit diesen Kosten belastet. Die einmaligen Ausgaben, die für jede Baustelle von neuem aufzuwenden sind und die unabhängig sind von der Leistung der Maschine an der betreffenden Baustelle, belasten die Einheit der Leistung beträchtlich stärker, wenn nur geringe Massen zur Ausführung kommen. Es gibt daher, wie allgemein bekannt, eine untere Grenze der Leistungen, unterhalb deren die Anwendung von Maschinen mit Rücksicht auf wirtschaftliche Gründe nicht in Frage kommen kann (Abb. 4). So kommt die Verwendung eines Löffelbaggers bei Erdarbeiten erst in Frage, wenn vielleicht 15000 bis 20000 m³ zu leisten sind; ebenso die Aufstellung einer Gußbetoneinrichtung erst, wenn 10000 oder 15000 m³ herzustellen sind. Bestimmte Grenzwerte lassen sich allgemein nicht geben, vielmehr müssen hier von Fall zu Fall besondere Untersuchungen angestellt werden. Dabei spielt die Lage der Baustelle eine wesentliche Rolle sowohl bezüglich der Entfernung vom Lagerplatze des Unternehmers als auch bezüglich der Schwierigkeiten, die mit der Anfuhr verknüpft sind. Man wird bei einer Baustelle, die im Hochgebirge liegt, in manchen Fällen auf die Anwendung von Maschinen verzichten müssen, weil das Verbringen an die Baustelle so hohe Kosten erfordern würde, daß damit jeder Vorteil unmöglich gemacht wird. Das eben Gesagte gilt für alle Baumaschinen. In noch höherem Maße spielen jedoch diese Umstände eine Rolle, wenn es sich um die Verwendung von Sondermaschinen handelt, die für bestimmte Bauarbeiten neu hergestellt werden müssen. Erwähnt sei hier als Beispiel der Bau von Seilbahnen, die Verwendung von Kabelkranen usw. Es sind dies alles Einrichtungen, die für einen bestimmten Verwendungzweck neu konstruiert werden müssen und die ohne beträchtliche Kosten für eine Umarbeitung kaum bei anderen Arbeiten wieder verwendet werden können. Derartige Maschinen kommen daher nur dann in Frage, wenn es sich um sehr große Leistungen handelt, bei denen eine hohe Abschreibung der Maschinen möglich ist. Es ist also stets eine Vergleichsrechnung aufzumachen, inwieweit die Ersparnisse an Löhnen durch die Kosten für den Maschinenbetrieb aufgezehrt werden oder wieweit sie sogar nicht einmal dafür ausreichen. Danach ist dann die Verwendung von Maschinen einzurichten, sofern nicht durch die Verwendung von Maschinen andere Vorteile erkauft werden, die so groß sind, daß die höheren Kosten mit in Kauf genommen werden können.

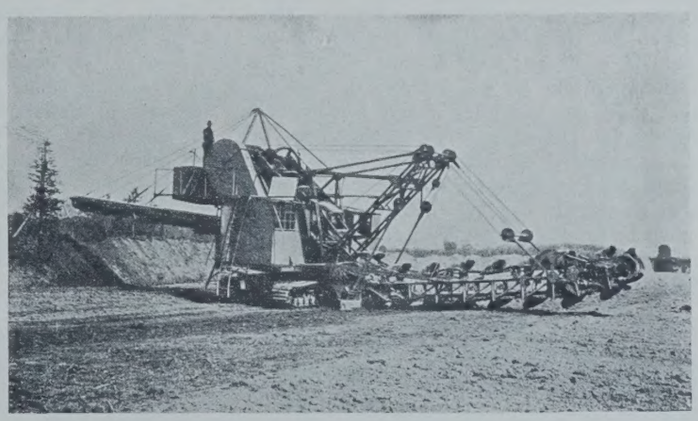


Abb. 5. Abdeckung von Mutterboden durch Eimerkettenraupenbagger.

Die Anwendung der Baumaschinen wird heute noch zum Teil dadurch erschwert, daß die Unternehmer nicht in der Lage sind, das für die Gerätebeschaffung notwendige Kapital aufzubringen, und außerdem die Zinsen für fremdes Kapital so hoch sind, daß dadurch die Wirtschaftlichkeit der Maschinen in manchen Fällen infrage gestellt wird.

Die technischen Vorteile des Maschinenbetriebes gegenüber dem Handbetrieb sind verschiedener Art; vor allen Dingen, wie bereits erwähnt, die höheren Leistungen, die allgemein durch die Maschinen ermöglicht werden. An und für sich könnte man sagen, daß durch eine entsprechende Vermehrung der Handarbeiter dieselben Leistungen möglich sein könnten; dies ist jedoch keineswegs der Fall. Einmal stößt die Beschaffung großer Arbeitermassen vielfach auf Schwierigkeiten. Dazu kommt, daß auch durch die Anhäufung von Arbeitern an der Baustelle der Betrieb selbst erschwert und unübersichtlich wird, abgesehen davon, daß, wie allgemein bekannt, mit der Erhöhung der Arbeiterzahl einer Baustelle die Gefahr eines Streiks wächst.

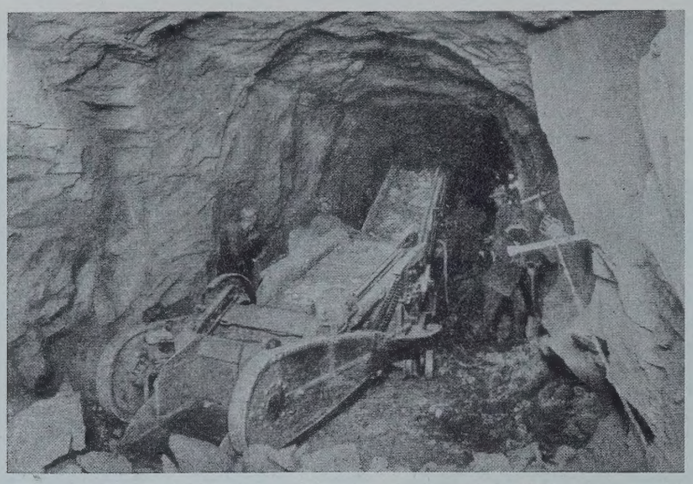


Abb. 8. Verlademaschine im Stollen (Schaufellader).

Abb. 9. Handbetrieb beim Kippen.

Wie sehr die Arbeiterzahl durch Anwendung von Maschinen herabgesetzt werden kann, dürfte am besten daraus ersichtlich sein, wenn man sich überlegt, welche Arbeitermengen notwendig sind, um bei großen Erdbewegungen das Abdecken von Mutterboden von Hand vorzunehmen; bei Maschinenbetrieb, d. h. bei Anwendung von Baggern zum Abdecken von Mutterboden (Abb. 5), werden nur verhältnismäßig wenig Arbeiter eingesetzt. Gerade bei solchen Arbeiten, die am Anfang eines Baues vorkommen, spielt die Verminderung der Arbeiterzahl eine besondere Rolle. Aber auch in wirtschaftlicher Beziehung ist diese Frage von Bedeutung. Sofern es nicht möglich ist, alle Arbeiter aus der Umgebung der Baustelle heranzuholen, müssen an der Baustelle selbst Unterkunftsmöglichkeiten geschaffen werden. Die Kosten für die Baracken, für deren Unterhaltung und Betrieb, für Kantinen usw. sind recht beträchtlich. Es können also auch diese Gründe mitsprechen, den Maschinenbetrieb einzuführen. Zum anderen ist jedoch zu erwähnen, daß die Erhöhung der Arbeiterzahl vielfach nicht durchführbar ist. Es sei hier als Beispiel, das vielleicht besonders deutlich die Richtigkeit dieser Behauptung beweist, der Bau einer Talsperre aus Mauerwerk (Abb. 6) angeführt. Für die Ausführung von 1 m^3 Mauerwerk sind etwa 8 Arbeiterstunden erforderlich, also 1 Mann für eine Schicht. Soll der Mann unbehindert arbeiten können, was unbedingt erforderlich ist, wenn nicht die Arbeitsleistung sinken soll, so benötigt er etwa 10 m^2 Grundfläche. Sind in einer Schicht 500 m^3 Mauerwerk zu leisten, so müssen $500 \cdot 10 = 5000$ m^2 Maueroberfläche zur Verfügung stehen; bei einer Mauerbreite von 25 m müßte somit die Mauer eine Länge von 200 m haben; dazu kommt jedoch noch, daß niemals die gesamte Maueroberfläche für die Arbeiten der Mauerung zur Verfügung steht. Es sind außer der Mauerung andere Nebenarbeiten auszuführen, wie z.B. die Anlage von Dränagen, Besichtigungsgänge usw., die aufhaltender sind als das Hochführen des eigentlichen Mauerwerks; somit erhöht sich noch die Größe der erforderlichen Mauerfläche. Aus dem eben Gesagten ergibt sich aber umgekehrt, daß bei einer Maueroberfläche von bekannter Größe die mögliche Arbeitsleistung festliegt. Somit ergibt sich daraus bei Ausführung in Bruchsteinmauerwerk eine bestimmte Bauzeit, die in keinem Fall unterschritten werden kann.

Anders liegen die Verhältnisse bei Anwendung von Maschinen (Abb. 7). Hier kann die Leistung fast beliebig gesteigert werden, wobei selbstredend wirtschaftliche Gesichtspunkte eine gewisse Grenze setzen. Bei modernen Talsperrenbauten wurden monatliche Leistungen erzielt von 30000 bis 40 000 m^3, eine Zahl, die bei Bruchsteinmauerwerk niemals erreichbar sein dürfte, selbst wenn die Mauer eine außerordentlich große Oberrfläche hat. Abb. 6 u. 7 zeigen den Unterschied in der Arbeitsweise von früher und heute. In Abb. 6 sieht man die große Zahl der beschäftigten Arbeiter, während bei Abb. 7 nur wenige Arbeiter auf der Sperre tätig sind. Es dürfte hier vielleicht interessieren, daß beim Bau der Schwarzenbachtalsperre durch die vom Unternehmer vorgeschlagene Gußbetonbauweise ein ganzes Jahr Bauzeit gespart werden konnte gegenüber einer Ausführung in Bruchsteinmauerwerk.

Ähnlich liegen die Verhältnisse im Stollenbau, wo nur bei Anwendung von Maschinen große Fortschritte möglich sind. Der Fortschritt im Stollenbau hängt im wesentlichen von der Bohrzeit ab und von der Zeit, die notwendig ist für das Verladen des abgeschossenen Materials. Das Bohren wird schon seit vielen Jahren mit Maschinen ausgeführt. Man trachtet jedoch heute immer mehr danach, Bohrmaschinen zu konstruieren, die höhere Leistungen fertigbringen als bisher. Beim Laden hat man bis vor wenigen Jahren fast ausschließlich Handarbeit verwendet, wenigstens in Deutschland. Bei neueren Stollenbauten ist man jedoch dazu übergegangen, dem amerikanischen Beispiel zu folgen und hier besondere Verlademaschinen einzusetzen (Abb. 8). Dadurch sind höhere Leistungen möglich, die nicht erreichbar wären bei Handarbeit, da es sich hier infolge des beschränkten Raumes ohne weiteres verbietet, mehr als eine gewisse Anzahl von Arbeitern anzusetzen. So ließen sich die Beispiele noch beliebig vermehren, die deutlich zeigen, daß nur durch die Anwendung von Maschinen eine Verkürzung der Bauzeit möglich ist. Je kürzer aber die Bauzeit, desto geringer sind die Bauzinsen, die bei großen Bauwerken eine sehr beträchtliche Rolle spielen. Dazu kommt noch, daß bei einer kürzeren Bauzeit die Anlage schneller in Betrieb genommen werden kann. Damit sind vielfach Vorteile verbunden, die so groß sind, daß allein dadurch die Anwendung von Maschinen gerechtfertigt ist, selbst wenn die eigentlichen Baukosten sich nicht ermäßigen. Als Beispiel kann hier die Ausführung von Geschäftshäusern in einer Stadt, aber auch der Bau von Fabrikanlagen, unter Umständen auch von Elektrizitätswerken erwähnt werden.

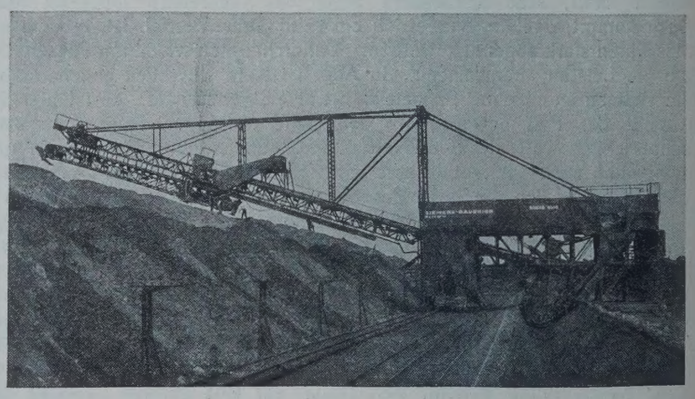


Abb. 10. Absetzapparat.
Ausführung Siemens-Bauunion G. m. b. H., Berlin.

Weiterhin wird durch die Verwendung von Maschinen der Vorteil erreicht, daß eine gleichmäßige Arbeit geleistet wird. Das deutlichste Beispiel dürfte hier die Herstellung von Beton sein. Frühzeitig kam man schon dazu, die Handmischung zu verlassen und Betonmischmaschinen einzuführen. Heute ist in den meisten Fällen allein aus technischen Gesichtspunkten die Handarbeit verboten und Maschinenarbeit gefordert. Ähnliches ist zu sagen über die Verwendung von selbsttätigen Waagen für die Abmessung von Bindemitteln, die die Gewähr geben, daß nicht mit Bindemitteln gespart wird oder gar Bindemittel vergessen werden. Der Maschinenbetrieb ist aber der Handarbeit auch insofern überlegen, als er bei einem plötzlichen Wechsel in den erwarteten Verhältnissen weniger empfindlich ist; wird z. B. die Schüttung eines Dammes mittels Handkippe vorgenommen, so besteht die Gefahr, daß die Arbeit bei Regenwetter zum Stillstand kommt, weil die Gleise in dem nassen Boden versacken (Abb. 9). Anders bei Verwendung von Absetzern (Abb. 10), die außerhalb des Dammes stehen und bei denen auch nasses Material ohne Schwierigkeiten eingebracht werden kann. Auch beim Aushub liegen die Verhältnisse ähnlich. Wird z. B. schwereres Material angetroffen, als ursprünglich vorausgesetzt, so gehen wohl auch beim Maschinenbetrieb die Leistungen zurück, aber nicht in demselben Verhältnis wie bei Handarbeit. Wird bei einem Stollenbau härteres Material angetroffen als ursprünglich vorausgesetzt, so macht sich dieser Einfluß beim Maschinenbetrieb auch nicht so stark bemerkbar als bei Handarbeit. Immerhin gilt das eben Gesagte aber nur innerhalb gewisser Grenzen, da ohne weiteres zugegeben werden soll, daß bei größeren Veränderungen

unter Umständen die ursprünglich eingesetzten Maschinen nicht weiter verwendet werden können; so z. B. wenn bei Einsatz von Eimerkettenbaggern plötzlich schweres Material angetroffen wird oder große Steine zwischengelagert sind. Hier ist eine vorhergehende sorgfältige Untersuchung und Prüfung der zu erwartenden Verhältnisse die einzige Sicherung.

Die Umstellung von Handarbeit auf Maschinenbetrieb hat im Baubetriebe weitgehende Folgen gehabt. Eine Baustelle, die mit Maschinen eingerichtet ist, sieht schon auf den ersten Blick ganz anders aus als eine Baustelle, wo die Handarbeit überwiegt. Man kann bei Maschinenbetrieb fast von einer Leere der Baustelle sprechen, da verhältnismäßig wenig Arbeiter vorhanden sind und auf den ersten Blick die Maschinen ins Auge fallen. Aber auch die innere Organisation der Baustelle wurde wesentlich beeinflußt. Während man früher bei Handarbeit vielfach kein weit vorausschauendes Bauprogramm für notwendig hielt, da die Arbeiter beliebig eingesetzt werden konnten, ist heute ein Bauprogramm mit genauen Angaben der notwendigen Leistungen, die auf Grund sorgfältig aufgestellter Massenermittlungen bestimmt sind, unbedingt erforderlich. Dieses Programm muß vor Inangriffnahme der Arbeiten aufgestellt werden und alle Arbeiten umfassen — von Anfang bis zur Fertigstellung des Bauwerks. Auf Grund eines derartigen Bauprogramms und auf Grund der gewählten Arbeitsweise ist sorgfältig zu bestimmen, welche Maschinen einzusetzen sind, welche Anzahl von Maschinen in Frage kommt, welche Größe der Maschinen notwendig ist usw. Eine sorgfältige Geräteliste ist eine Voraussetzung, bevor mit der Inangriffnahme der Arbeiten begonnen werden kann. Außerdem aber müssen Pläne angefertigt werden für die verschiedenen Zustände der Arbeit während der Bauzeit. Es muß genau überlegt werden, wo die einzelnen Maschinen aufgestellt, wo sie zuerst eingesetzt werden sollen und wie sie, sofern es sich um bewegliche Maschinen handelt, allmählich sich weiterarbeiten sollen. Es muß genau überlegt werden, wo die Brech- und Mahlanlage aufgestellt werden soll, ob im Steinbruch oder in der Nähe der Verwendungstelle, wo die Mischanlage Platz finden soll usw. Auch die Gleisanlagen, die oft recht beträchtliche Ausmaße haben, müssen sorgfältig studiert werden. Bedenkt man, daß an Großbaustellen oft 60 bis 70 km Gleis liegt, so ergibt sich daraus ohne weiteres, daß hier eingehende Überlegungen notwendig werden, sofern eine glatte Abwicklung der Arbeiten gewährleistet sein soll und nicht nachträgliche Verlegungen notwendig werden, die beträchtliche Mehrkosten erfordern, abgesehen davon, daß eine verfehlte Gleisanlage den ganzen Baufortschrit hemmen kann.

Auch die Einzelpläne für die Aufstellung der Maschinen müssen sorgfältig durchgeführt werden; insbesondere gilt dies von den Brech- und Mahlanlagen, den Mischanlagen usw. In diesen Anlagen sind zahlreiche Maschinen vorhanden, wie Brecher, Walzenmühlen, Sortieranlagen, Becherwerke, Schüttelroste usw. Es müssen hier nicht nur die Aufstellungspläne bis ins einzelne durchgearbeitet sein, vielmehr sind auch ausführliche Zeichnungen für die Gebäude anzufertigen. Dabei ist oftmals bezüglich der Durcharbeitung dieser Pläne kaum ein Unterschied zwischen diesen Zeichnungen und denen für die eigentliche Bauausführung. Die einzelnen Gebäude sind mit derselben Sorgfalt durchzustudieren. Es müssen daher statische Berechnungen aufgestellt und Einzelzeichnungen für die Konstruktion gemacht werden.

War früher fast die gesamte Arbeit für die Baudurchführung an der Baustelle zu leisten, so ist heute ein wesentlicher Teil dieser Arbeiten in das Bureau verlegt. Bei Großbaustellen muß der Bauleiter heute nicht nur die Ausführungszeichnungen für die auszuführenden Bauwerke erhalten, sondern auch noch die genauen Pläne für die Baustelleneinrichtung. Ob diese nun im Stammhaus des Unternehmers hergestellt werden oder an der Baustelle, ist von untergeordneter Bedeutung. Immer aber empfiehlt es sich, daß der betreffende Bauleiter an der Ausarbeitung dieser Pläne mitarbeitet, da nur dann die Gewähr gegeben ist, daß die Bauarbeiten sich glatt abwickeln werden. Diese Vorarbeiten, die vor Beginn der eigentlichen Bauarbeiten zu leisten sind, haben vielfach recht beträchtlichen Umfang.

An der Baustelle selbst macht sich die Umstellung ebenfalls sehr stark bemerkbar. Während früher nur der Bauingenieur an der Baustelle vertreten war, spielt heute auch der Maschineningenieur dort eine große Rolle; ebenso ist es notwendig, daß auch der Bauingenieur vertiefte Kenntnisse für Maschinen mitbringt, da er in vielen Fällen sich auch ohne Maschineningenieur helfen muß. Der Maschinenbetrieb macht aber ohne weiteres eine sehr straffe Organisation an der Baustelle notwendig. Während sich kleinere Störungen an irgendeiner Stelle beim Handbetrieb oftmals nicht weiter auswirken, pflanzen sich diese Störungen bei Maschinenbetrieb oft über die ganze Baustelle fort. Die Baustelle besteht heute nicht mehr aus einer Anzahl getrennter Arbeitstellen, vielmehr ist das Ganze ein organisches Gebilde. Funktioniert ein Teil nicht, so treten Störungen auf großen Gebieten ein. Dies ist an und für sich sicherlich ein Nachteil des Maschinenbetriebes, der sich aber bei einer guten und weitblickenden Organisation unschädlich machen läßt.

Die Umstellung auf den Maschinenbetrieb hat fast alle Arbeitsgebiete des Bauwesens berührt, wenn auch in verschieden starkem Maße; vor allem spielt das Transportproblem eine ausschlaggebende Rolle. Der Transport von der Bahnstation bis zur Baustelle kann bei kleineren Arbeiten durch Lastkraftwagen oder durch Fuhrwerke stattfinden; bei größeren Anlagen kommt man damit jedoch nicht mehr aus. Hier ist es notwendig, entweder Feldbahnen zu bauen oder Seilbahnen einzurichten. Unter Umständen sind bei schwierigen Geländeverhältnissen auch Schrägaufzüge (Abb. 11) notwendig. Das Umladen von der Staatsbahn zur Feldbahn oder zur Seilbahn geschieht heute zweckmäßig durch Anwendung von Maschinen (Becherwerke, Förderbänder, Sackförderer usw.), die die Umladearbeiten wesentlich vereinfachen und verbilligen.

Abb. 11. Schrägaufzug beim Spullerseewerk (Lieferung von Pohlig).

Das Transportproblem sowohl von der Staatsbahn bis zur Baustelle als auch an der Baustelle selbst ist von außerordentlicher Bedeutung, da hiervon die glatte Abwicklung des Baues in erster Linie abhängt. Die Transporte von der Staatsbahn zur Baustelle umfassen im wesentlichen die Baustoffe, wie Zement, Eisen; ferner die Hilfsbaustoffe, wie Holz usw. An der Baustelle selbst sind jedoch meist Transporte noch größeren Umfanges zu leisten. Insbesondere gilt dies bei Erdarbeiten. An Großbaustellen werden heute oft viele Millionen Kubikmeter Bodenbewegungen ausgeführt, so daß sich daraus ohne weiteres ergibt, daß hier den Transportanlagen große Aufgaben zugemutet werden. Als Transportmittel über große Entfernungen kommen an der Baustelle und bis zur Baustelle in Frage: Standbahnen und Seilbahnen. Vollspuranlagen finden sich nur selten, meist Schmalspuranlagen mit 900 mm Spur oder bei Arbeiten geringen Umfanges mit 600 mm Spur. Meist finden sich im Baubetrieb Dampflokomotiven, seltener elektrische Lokomotiven; Benzol-Lokomotiven kommen nur bei geringen Entfernungen in Frage, ebenso andere Maschinen, wie Druckluft-Lokomotiven, rauchlose Lokomotiven usw., die nur in Sonderfällen gebraucht werden.

Für Wagen finden die verschiedensten Typen Verwendung. Ihre Größe schwankt im allgemeinen von 0,75 bis 6 m³; kleinere Wagen kommen nur bei Sonderarbeiten vor, größere Wagen nur in seltenen Fällen, wenigstens bisher in Deutschland, während man — besonders in Amerika — vielfach Wagen bis zu 15 m³ Inhalt verwendet hat. Bis vor einigen Jahren hat man Kastenkipper und Muldenkipper benutzt, die von Hand gekippt werden mußten. Neuerdings ist man fast ausschließlich — wenigstens an Großbaustellen — zu Selbstkippern übergegangen, die eine wesentliche Ersparnis an Handarbeit darstellen. Seilbahnen kommen sowohl für den Antransport zur Baustelle als auch unter Umständen an der Baustelle selbst vor; insbesondere als Verbindung zwischen einem abgelegenen Teil der Baustelle und der eigentlichen Baustelle. Im allgemeinen eignen sie sich jedoch nur für Massenförderungen, wenn keine allzu großen Gewichte in Frage kommen; so vor allem zum Transport von Bindemitteln usw. Seilbahnen spielen insbesondere bei Bauten im Gebirge eine große Rolle, da sie hier oftmals die einzige Verbindungsmöglichkeit darstellen.

Förderanlagen über kleinere Entfernungen werden in großer Menge an der Baustelle verwendet; so z. B. Kabelkrane, die sich gerade in den letzten Jahren einer steigenden Beliebtheit erfreuen, ferner neuerdings Brückenkabelkrane, dann auch Hängebahnen, Becherwerke, Förderbänder, Plattenbandanlagen, Kratzer, Schnecken, Schüttelrutschen, Aufzüge usw.

Die an der Baustelle ankommenden Materialien, ebenso wie auch die an der Baustelle selbst gewonnenen Stoffe, wie Kies, Sand, Schotter, müssen wenigstens zum Teil vor der Verwendung gelagert werden. Hierzu

dienen Schuppen oder Silos, sofern nicht eine Lagerung im Freien in Frage kommt. Auch hier sind in der letzten Zeit Fortschritte zu verzeichnen, indem man sich in vielen Fällen zum Bau besonderer Siloanlagen entschlossen hat, die wohl in ihren Gestehungskosten höher sind als Lager und Schuppen, die aber im Betriebe bedeutende Vorteile aufweisen.

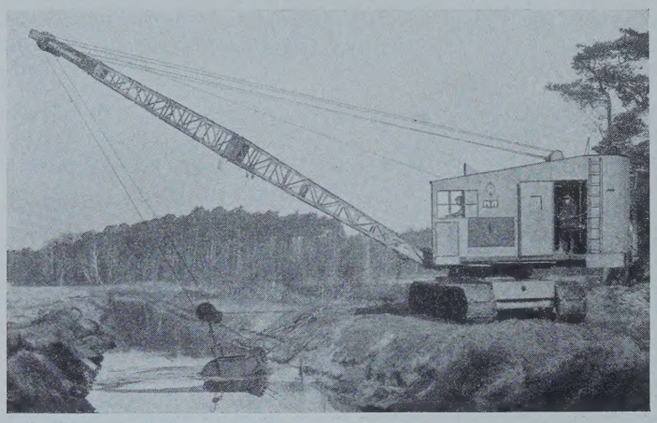


Abb. 12.
Eimerseilbagger beim Grabenaushub.

Bei den Gründungsarbeiten sind, soweit es sich um die dabei zur Verwendung kommenden Geräte handelt, in den letzten Jahren keine besonderen Fortschritte zu verzeichnen. Bei der Wasserhaltung ist hier kurz das bekannte Grundwasser-Absenkungsverfahren zu erwähnen.[1])

Bei Erd- und Felsarbeiten ist der Einsatz von Maschinen ein außerordentlich großer. Abgesehen von den bereits seit langer Zeit bekannten Löffel- und Eimerbaggern, die im übrigen auch wesentlich verbessert wurden, kommen noch verschiedene neuere Typen in den letzten Jahren zur Anwendung, so z. B. Schaufelradbagger, Draglines (Abb. 12), Fräserbagger usw. Bei Felsarbeiten finden hauptsächlich Bohrmaschinen Verwendung, und zwar sowohl elektrische als auch Preßluftgeräte und elektropneumatische Maschinen, ferner Freifallbohrmaschinen (Abb. 13) usw.

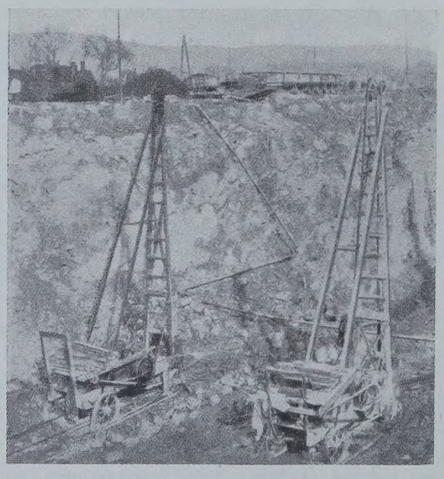


Abb. 13. Freifallbohrmaschinen.

Das Laden des Felsmaterials, das man früher größtenteils von Hand vorgenommen hat, geschieht heute meist mittels Bagger, bei großen Gesteinstücken auch durch Krane. Das gewonnene Felsmaterial wird häufig für die Betonbereitung zerkleinert, wozu umfangreiche Anlagen notwendig sind. Gerade die Zerkleinerungsanlagen mit den damit eng im Zusammenhang stehenden Betonmischanlagen sind ein besonders deutliches Beispiel, wieweit auch an einer Baustelle ein fabrikmäßiger Betrieb eingeführt werden kann.

Erwähnt seien hier als Beispiel die großen Brech- und Mahlanlagen, die bei den Talsperrenbauten der letzten Jahre Verwendung gefunden haben, ferner beim Bau des Shannon-Werkes in Irland, und vor allem die größte Anlage dieser Art, die in den letzten Wochen für den Bau der Anlage „Dnjeprostroi“ in Rußland fertiggestellt wurde (Abb. 14). Außerdem sind noch zahlreiche andere Anlagen an den verschiedensten Baustellen in Betrieb gewesen, so daß Erfahrungen auf diesem Gebiet in reichem Maße zur Verfügung stehen.

Das eben Gesagte gilt sinngemäß auch für die Betonmischanlagen, die vielfach unmittelbar mit den Zerkleinerungsanlagen zusammengebaut werden.

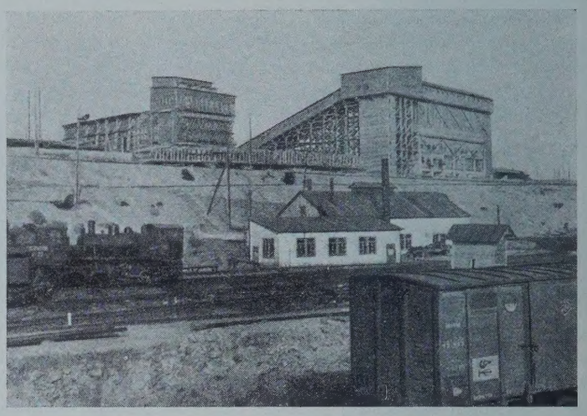


Abb. 14. Brech- und Mahlanlage
für den Bau der Wasserkraftanlage Dnjeprostroi.

Die Betoneinbringung hat in den letzten Jahren eine sehr starke Entwicklung durchgemacht, vor allem durch die Einführung des Gußbetons. Es finden hier zahlreiche Systeme Verwendung — von einfachen Rinnen, die auf das Gelände abgestützt werden, bis zu den kühnsten Rinnenaufhängungen an weitgespannten Drahtseilen, zum Teil unter Zwischenschaltung von Türmen. Außerdem aber finden für die Einbringung des Betons Kabelkrane, Hängebahnen, Bänder usw. Verwendung.

Auch für verschiedene Sondergebiete sind heute Maschinen in Anwendung, so z. B. beim Stollenbau, wie bereits erwähnt, besonders konstruierte Lademaschinen, die auf die beschränkten Raumverhältnisse Rücksicht nehmen, ferner beim Straßenbau (Abb. 15), wo die Einführung der Baumaschinen in den letzten Jahren großen Umfang angenommen hat, und zwar sowohl für die Herstellung der Straße als auch für deren Unterhaltung und Ausbesserung.

Auch im Hochbau hat man mehr und mehr erkannt, daß die Anwendung von Maschinen Vorteile mit sich bringt. Wenn hier auch die

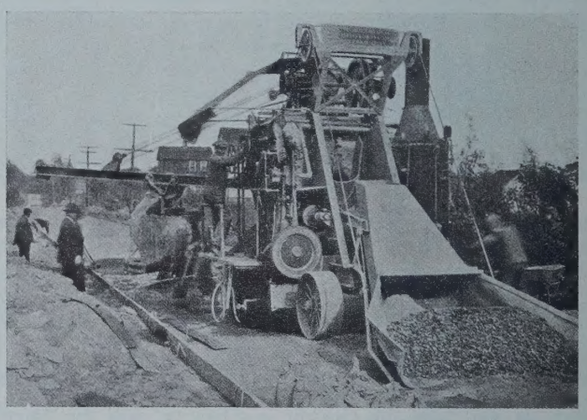


Abb. 15. Straßenbaumaschine.

Aufgaben meist nur geringeren Umfang haben, so kommt doch die Anwendung von Maschinen auch hier in Frage, da es oftmals möglich ist, mehrere Bauten ein und derselben Art gleichzeitig oder unmittelbar hintereinander auszuführen.

Entsprechend der großen Zahl von Maschinen, die heute an der Baustelle gebraucht werden, müssen auch Ausbesserungswerkstätten vorgesehen werden, ebenso eine Stromversorgung für den Antrieb der Maschinen. —

Die Umstellung auf den Maschinenbetrieb ist heute noch nicht zu einem Abschluß gekommen. Selbst in Amerika, dem Lande, wo die Umstellung bereits am weitesten fortgeschritten ist, werden noch ständig neuere Wege eingeschlagen. Es besteht so zu hoffen, daß durch die Umstellung auf den Maschinenbetrieb auch weiterhin noch eine größere Wirtschaftlichkeit im Baubetrieb erreicht wird, die sich zum Nutzen aller beteiligten Kreise auswirken dürfte.

[1]) Vgl. „Die Bautechnik“ 1929, Heft 25, S. 394.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Dichtung und Entwässerung des Schanztunnels bei Fichtenberg.

Erprobung eines neuen Verfahrens.

Von Dr.-Ing. **K. Schaechterle**, Stuttgart.

(Schluß aus Heft 40.)

VII. Derzeitiger Zustand des Bauwerks und Maßnahmen zu dessen betriebssicherer Erhaltung.

a) Blähstrecke.

Auf der Blähstrecke ist das Tunnelmauerwerk in einer Länge von 510 m dank der sorgfältigen Überwachung und dauernden Unterhaltung in verhältnismäßig gutem Zustande, in dem es bei aufmerksamer Pflege voraussichtlich noch längere Zeit erhalten werden kann.

Sobald sich Abprellungen der Quaderkanten einstellen, wird das Mauerwerk der betreffenden Tunnelzone vom Überdruck, der von der Aufblähung des Gebirges herrührt, befreit. Die Widerlagerfundamente werden zu beiden Seiten der Tunnelachse gleichzeitig in kurzen Stücken, wie Abb. 4 u. 5 zeigt, freigelegt, die alten Steinpackungen unter den Fundamenten entfernt und durch neue ersetzt, gleichzeitig die zersprengten Fundament- und Widerlagerquader erneuert.

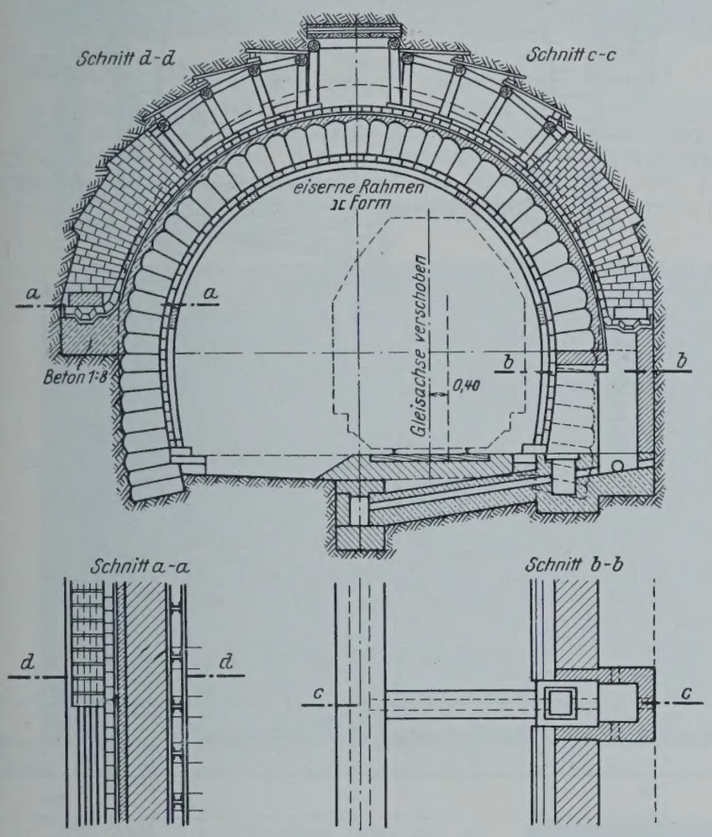


Abb. 11.

b) Endstrecken.

Zusammenhängend naß ist das Tunnelmauerwerk auf der westlichen Tunnelseite auf eine Länge von 150 m, weiter innen befinden sich noch zwei nasse Stellen von 10 und 15 m Ausdehnung. Auf der östlichen Tunnelseite sind 170 lfd. m naß.

Die Zerstörung des Mauerwerks durch Wasser, Rauchgase und Frost ist so weit vorgeschritten, daß die Betriebsicherheit durch die laufenden Unterhaltungsarbeiten nicht mehr gewährleistet werden kann. Im Interesse der Betriebsicherheit mußten daher durchgreifende Maßnahmen zur Erhaltung des Bauwerks getroffen werden.

Ein völliger Umbau der nassen Tunnelendstrecken unter Zugrundelegung des Lichtraumprofils für den elektrischen Zugbetrieb hätte nach den im nahen Kappelisbergtunnel gesammelten Erfahrungen, wo der teilweise Umbau nicht zu umgehen war, 4000 R.-M./lfd. m, also insgesamt etwa 1 280 000 R.-M. gekostet (vgl. „Die Bautechnik“ 1926, Heft 30 u. 31).

Die Beseitigung der nassen Tunnelendstrecken durch Verlängerung der Voreinschnitte um 150 bzw. 170 m hätte trotz der geringen Überlagerung der Tunnelenden zwischen 10 und 25 m einschl. der Sicherung der Einschnittböschungen gegen Rutschungen einen Aufwand von mindestens 1 100 000 R.-M. erfordert.

Beide Ausführungsmöglichkeiten mußten wegen der hohen Kosten aufgegeben werden. Sorgfältige Untersuchungen führten zu dem Versuch, den Tunnel durch eine gründliche Dichtung und Entwässerung zu erhalten. Hierfür kam zunächst das in Abb. 11 dargestellte, an zahlreichen Beispielen erprobte Verfahren in Betracht, wonach der Tunnelrücken in den nassen Strecken von einem Firststollen über dem Gewölbescheitel ausgehend in einzelnen 3 bis 4 m breiten Ringstollen bis unter Kämpferhöhe freigelegt und nach gründlicher Reinigung mit Beton in mindestens 20 cm Stärke abgeglichen wird. Darauf kommt die eigentliche Dichtung mit Zementglattstrich und Bitumengewebeplatten, die wieder durch eine in Zementmörtel verlegte Klinkerflachschicht geschützt wird. Der Raum zwischen Gewölbe und Gebirge wird satt mit Steinen ausgepackt, nachdem vorher die Wassersammelrinnen mit Betonkunststeinen abgedeckt worden sind. An den Tiefpunkten der Wasserrinnen werden von Widerlagerdurchbrüchen aus gemauerte Absturzschächte hergestellt und das Wasser von dort durch Querdolen in die Tunneldole geleitet.

Die Kosten für dieses seither übliche Verfahren zur Dichtung und Entwässerung alter Tunnel wurde für den Schanztunnel auf 355 lfd. m mit rd. 900 000 R.-M. veranschlagt.

Obwohl dieses Verfahren sich im allgemeinen bewährt hat, erschien es für die Dichtung des Schanztunnels nicht geeignet. Es ist nicht nur teuer, sondern auch für den Bahnbetrieb nicht ungefährlich. Bei dem schlechten Zustande des Mauerwerks im Schanztunnel hätte man zum Freilegen des Gewölberückens den Tunnel mit eisernen Rahmen oder hölzernen Lehrgerüsten einrüsten müssen. Ferner beansprucht die Ausführung der Dichtungs- und Entwässerungsarbeiten viel Zeit. Außerdem leidet die sachgemäße Ausführung unter den engen Raumverhältnissen und ist, insbesondere wenn an mehreren Ringstellen zugleich gearbeitet wird, schwer zu überwachen.

VIII. Das neue Verfahren der Dichtung und Entwässerung des Schanztunnels.

Angeregt durch die von ROR. Höhn mit der Dichtung des Tunnels bei Heiligenbruck durch Torkretierung erzielten Erfolge hat sich die RBD. Stuttgart im vorigen Jahr entschlossen, einen Teil des sehr nassen Mauerwerks im östlichen Ende des Schanztunnels durch Spritzbeton zu dichten und durch Widerlagerdurchbrüche und hinter den Widerlagern angelegte Längssickerstollen zu entwässern.

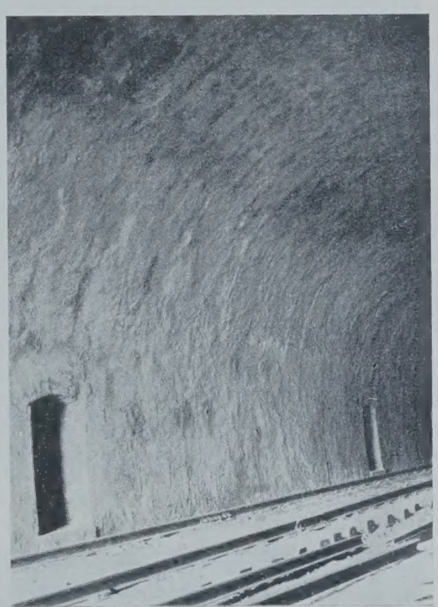


Abb. 12.

Der Versuch hatte ein befriedigendes Ergebnis, wie die im vergangenen Winter 1928/29 aufgenommenen Bilder (Abb. 12 u. 13) zeigen,

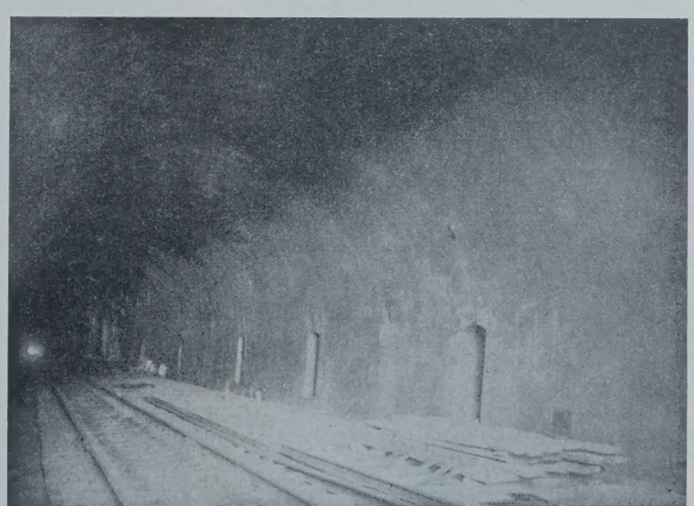


Abb. 13.

so daß beabsichtigt ist, die übrigen nassen Tunnelstrecken auf dieselbe Weise zu behandeln.

a) Einrichtung der Baustelle.

In dem zweigleisig ausgehobenen Voreinschnitt vor dem östlichen Portal wurden Schuppen für die maschinellen Anlagen (Benzinmotor mit Kompressor und Luftkessel, Wasserpumpe und Hochbehälter), für die Betriebsstoffe und den Zement, für die Unterkunft von Arbeitern und Angestellten erstellt, außerdem für den Tag- und Nachtbetrieb elektrische Beleuchtung eingerichtet.

Weiter wurde auf rd. 250 m ein Baugleis neben dem Betriebsgleis verlegt. Für die Arbeiten im Tunnel wurde der in Abb. 14 dargestellte behelfsmäßige Gerüst- und Arbeitswagen gebaut, von dessen Stockwerken aus alle Punkte der inneren Tunnelleibung bequem erreicht werden können und auf dem die Arbeiter durch Seitenverschalung gegen Zugluft und Lokomotivrauchbelästigung geschützt sind.

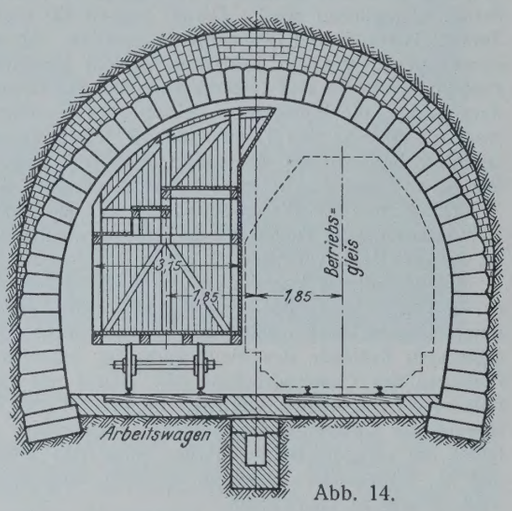


Abb. 14.

b) Arbeitsvorgang.

Zur Trockenlegung der nassen Stellen des Gewölbes werden zunächst in den Lager- und Stoßfugen Löcher von 3 cm Durchm. (im Durchschnitt ein Loch auf 1 m² Sichtfläche) durch das Mauerwerk gebohrt, in die Löcher 30 cm lange Gasrohrstutzen derart eingemauert, daß die mit Gewinde versehenen Rohrstutzen etwa 10 cm in den Tunnellichtraum hereinragten.

Auf die Weise wird das Abfließen des Wassers aus dem Gebirge erleichtert und geregelt. Während des Austrocknens der Steine und Fugen werden verdrückte Mauerwerkteile zur Herstellung des Normalprofils abgespitzt, verwitterte oder zersprungene Mauersteine entfernt und durch Buntsandsteinquader oder Klinkermauerwerk ersetzt, gleichzeitig die Lager- und Stoßfugen so tief wie möglich ausgekratzt und die Quaderkanten gebrochen.

Um nun dem aus dem Gebirge austretenden Wasser den Weg durch die verschlammte Steinpackung nach den Wasserabzugstellen hinter die Widerlager zu bahnen, wird durch einen an die Rohrstutzen angeschraubten Schlauch Druckwasser hinter das Mauerwerk gepreßt. Mit der Durchspülung der Steinpackung wird an den Rohrstutzen in Scheitelhöhe begonnen, die Durchspülung so lange fortgesetzt, bis der Wasserausfluß aus den Rohrstutzen im Gewölbe nachläßt und aus den Stutzen oder Wasserschlitzen in den Widerlagern klares Wasser austritt. Nach Beendigung der Spülung werden die Rohrstutzen im Gewölbe mit Holzstöpseln verschlossen.

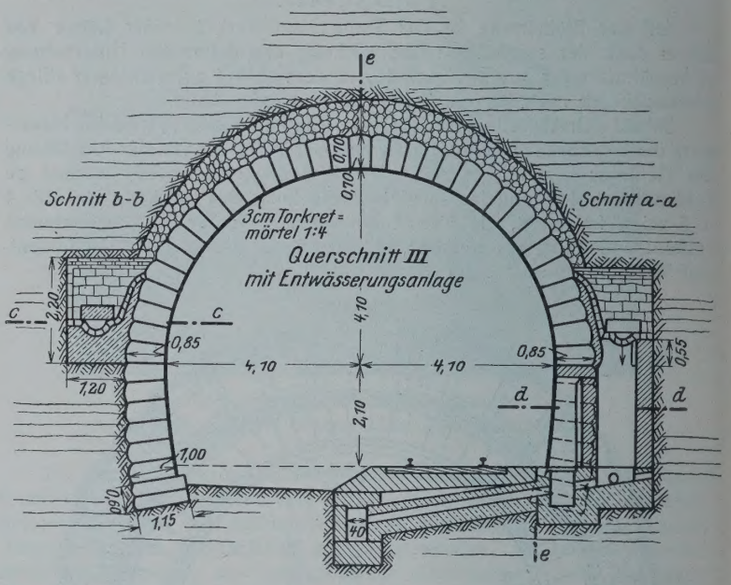
Das Mauerwerk wird nun samt den ausgekratzten Fugen mit Wassersandstrahlgebläse von Staub und Schlamm und sonstigen losen Teilchen sorgfältig gereinigt. Unmittelbar im Anschluß an die Reinigung wird ein aus 1 Teil Alcaschmelzzement und 4 Teilen Mainsand von 0 bis 10 mm Korngröße bestehender Mörtel mit 3 bis 4 at Druck auf die Tunnelleibung gespritzt, bis der Überzug eine gleichmäßige Stärke von 3 cm hat.

Die Torkretmaschine ist im unteren Raum des Arbeitswagens untergebracht, wo auch der Zement und Sand für den Tagesbedarf gelagert wird. Die Maschine wird von zwei Arbeitern bedient, während ein Mann die Mörtelspritze führt. In der Torkretmaschine werden Zement und Sand durch den Luftstrom trocken gemischt. Die Mischung gelangt durch einen Schlauch in die Mörtelspritze, in der das Wasser zufließt. Die Beigabe des Wassers regelt der in solchen Arbeiten erfahrene Spritzenführer, damit der Mörtel weder zu naß noch zu trocken ausfällt.

Die Sandkörner hämmern die feineren Bestandteile des Mörtels in die Poren des Mauerwerks hinein und prallen teilweise ab, wodurch der haftenbleibende Mörtel verdichtet wird. Der ausgefallene Sand, an dem noch etwas Mörtel haftet, wird am Schluß der Arbeit von der Tunnelsohle entfernt.

Nach der Torkretierung einer Halbzone werden die Holzstöpsel wieder aus den Rohrstutzen entfernt; der Arbeitswagen wird in die nächste Zone verschoben und diese in gleicher Weise behandelt.

In den torkretierten Zonen wird gleichzeitig die planmäßige Wasserabführung zus Tunnelsohle in Angriff genommen. Zu diesem Zweck wird das Widerlagermauerwerk an den Stellen, wo besonders viel Wasser aus den Rohrstutzen oder Mauerschlitzen fließt, nischenartig in Abb. 15 durchbrochen. Hinter den Widerlagerrücken werden senkrechte Schächte bis über Kämpferhöhe ausgeführt und von diesem aus Seitenstollen vorgetrieben (Abb. 16). In den Stollen wird das Mauerwerk nach gründlicher Reinigung mit Spritzbeton abgeglichen und auf der Sohle eine Rinne hergestellt. Das abgeglichene Mauerwerk und die Betonrinne werden mit Tektolithplatten belegt und durch eine in Zementmörtel verlegte Klinkerflachschicht geschützt.



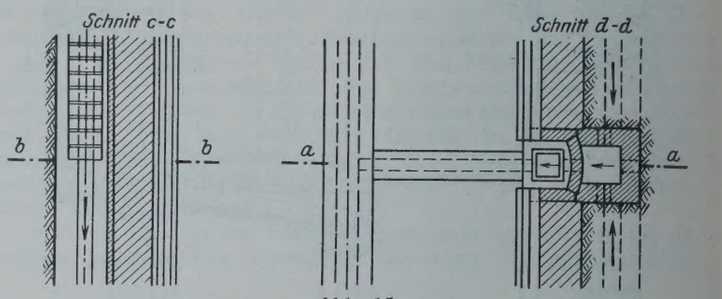


Abb. 15.

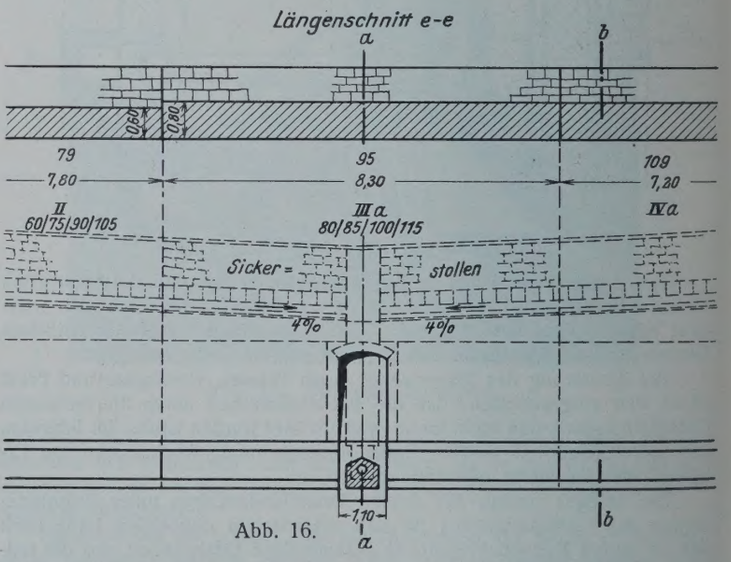


Abb. 16.

Nach Fertigstellung dieser Arbeiten werden die Seitenstollen in Angriff genommen. Die Wasserrinnen werden mit Betonkunststeinen abgedeckt und die Seitenstollen satt mit Bruchsteinen ausgepackt. Die Wasserabfallschächte werden hinter den Widerlagerdurchbrüchen mit Klinkern gemauert und die Widerlagerdurchbrüche als Tunnelnischen ausgebildet. In den Nischen werden Revisionsschächte ausgespart und durch ummantelte 20 cm weite Steinzeugröhrendolen mit der Tunneldole verbunden.

Nach der Fertigstellung der Entwässerung werden schließlich die Rohrstutzen entfernt, die Löcher im Mauerwerk mit Mörtel ausgepreßt und die Mauerwerkflächen der Nischen torkretiert.

Abb. 17.

Abb. 18.

In zweigleisigen Tunneln werden die Arbeiten unter Sperrung eines Gleises zunächst auf der Tunnelhälfte über dem gesperrten Gleis, das als Baugleis dient, ausgeführt. Nach der Dichtung und Entwässerung dieser Tunnelseite wird der Betrieb umgelegt, das bisherige Betriebsgleis als Arbeitsgleis benutzt und die zweite Tunnelhälfte in Angriff genommen.

c) Baukosten.

Die Kosten für die Torkretierung und Entwässerung des Mauerwerks einschließlich der Auswechslung beschädigter Mauersteine durch Buntsandsteinquader oder Klinkermauerwerk und der Gleisarbeiten betrugen für die 72 m lange Strecke 72300 R.-M. Sie sind also wesentlich geringer

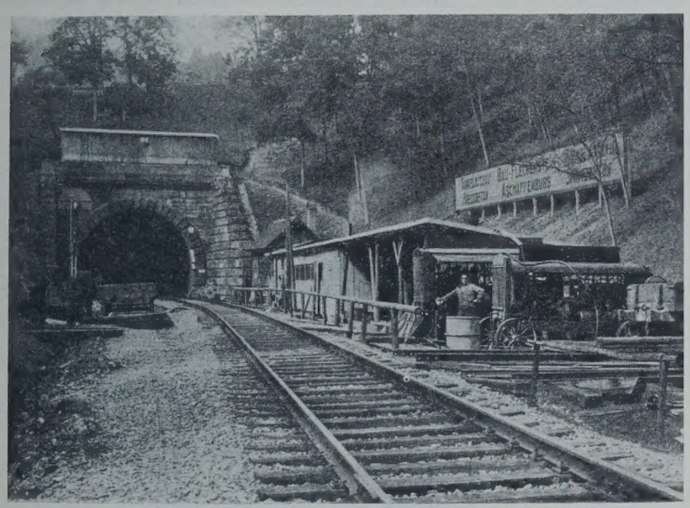


Abb. 19.

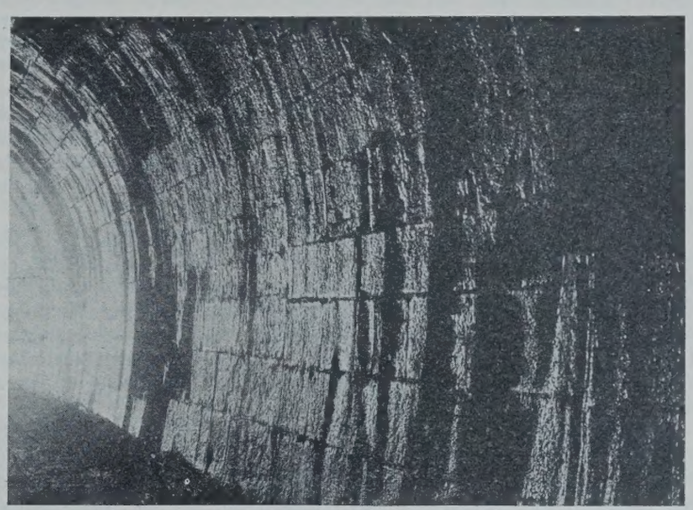


Abb. 20a.

Wie Abb. 12 u. 13 zeigen, sind die auf diese Weise gedichteten und entwässerten ersten 30 lfd. m des Tunnels im Anschluß an das Ostportal vollkommen trocken.

In Abb. 17 sieht man im Vordergrunde das Ende der entwässerten Tunnelstrecke. Von der Nische (auf dem Bilde rechts) bis zu der weißen Latte ist die Tunnelleibung zwar torkretiert, aber das Mauerwerk noch nicht entwässert. Man erkennt auf dem Bilde die offenen Rohrstutzen, aus denen noch Tropfwasser austritt. Die starke Eisbildung an den Seitenwänden zeigt, daß dort die Hauptmenge des Gebirgswassers austritt. Im Hintergrunde des Bildes ist noch die Durchlässigkeit des bestehenden Mauerwerks durch vollständige Vereisung gekennzeichnet.

Abb. 18 zeigt den Übergang von der torkretierten, aber noch nicht entwässerten Tunnelstrecke, die der Dichtung und Entwässerung harrt, noch deutlicher.

Die Baustellenaufnahmen Abb. 19 bis 23 zeigen die Einrichtungen in dem baulichen Zustande des Tunnels vor und nach der Torkretierung und verdeutlichen den Arbeitsvorgang.

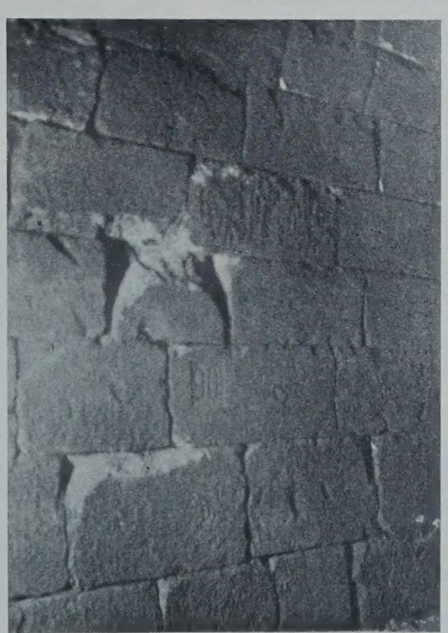


Abb. 20b.

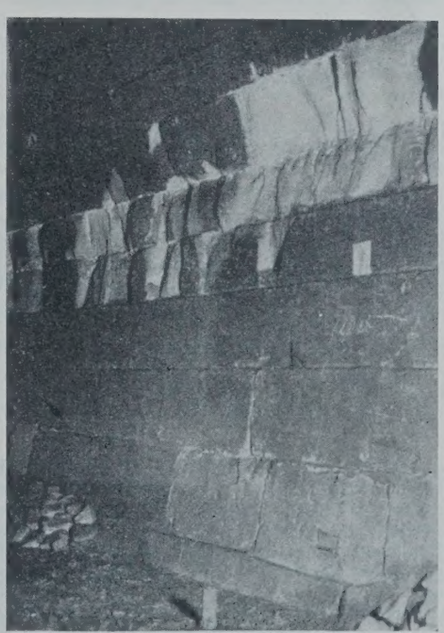


Abb. 20c.

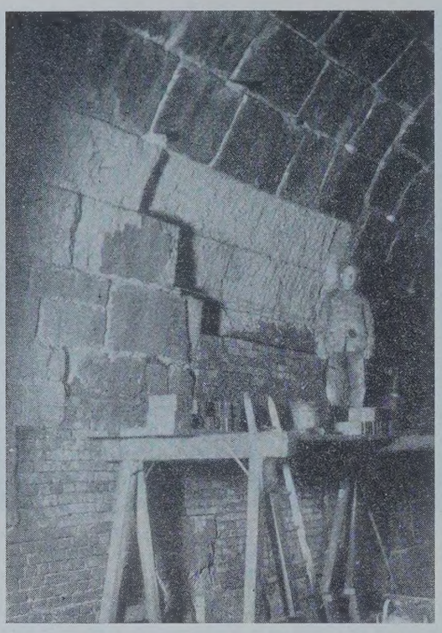


Abb. 21.

Abb. 22.

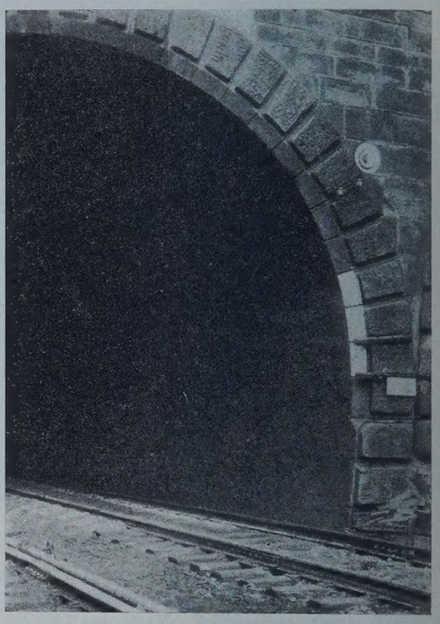


Abb. 23.

als die Ausgaben, die man für die Dichtung und Entwässerung nach dem alten Verfahren hätte machen müssen. Die Arbeiten wurden unter Leitung des Bauamts Hall von der Firma Sebastian Fleckenstein G. m. b. H., Aschaffenburg, ausgeführt.

IX. Schlußbetrachtung.

Das neue Verfahren zur Dichtung und Entwässerung nasser Tunnel ist sowohl hinsichtlich der Baukosten als auch hinsichtlich des Zeitaufwandes und der Güte der erzielten Arbeit dem üblichen älteren Verfahren mit Rückendichtung im Stollenvortrieb überlegen. Es verdient allgemein bekannt und weiter ausgebaut zu werden.

Das Verfahren gestattet eine weitgehende Ersetzung der teuren Handarbeit durch billige Maschinenarbeit. Zum Bohren der Löcher, zum Abspitzen des Mauerwerks, Ausstemmen der Fugen, Abprellen der Quaderkanten, Aushauen beschädigter Quader, Durchbrechen der Widerlager, Ausbrechen der Schächte und Stollen hinter dem Mauerwerk und zum Torkretieren werden Druckluftwerkzeuge verwendet. Die maschinelle Ausführung dieser Arbeiten ist billiger und erfordert weit weniger Zeit als reine Handarbeit.

Außerdem ist die Ausführung eines so dichten und gut haftenden Mörtels, wie die Torkretierung liefert, von Hand gar nicht möglich. (Beim Abspritzen des torkretierten Mauerwerks sind in keinem Falle die Mörtelschalen abgesprungen, sondern stets Teile des Natursteins mit abgesprengt worden, Abb. 24.)

Wenn man noch dazu übergeht, die gesamte maschinelle Baustelleneinrichtung (Kompressor mit Antriebmotor und Luftkessel, Wasserpumpe und Hochbehälter, Torkretmaschine) in einen Eisenbahnwagen einzubauen und Zement, Sand und Betriebstoffe im Bahnwagen verladen mitzuführen, so kann mit einem aus drei bis vier Wagen bestehenden Arbeitszuge jede Stelle in jedem beliebig langen Tunnel leicht erreicht und in kurzer Zeit ausgebessert werden. Die für zweigleisige Tunnel nötige Gleissperre läßt sich auf ein Mindestmaß einschränken.

Die Zusammenstellung eines solchen Zuges, bestehend aus einem Gerüstwagen mit Torkretmaschine und Baustoffen, einem gedeckten Wagen zur trockenen Lagerung von Zement und Sand, einem Wagen mit Antriebmotor für Kompressor, Wasserpumpe und Lichtmaschine, außerdem mit Luftkessel, Wasserbehälter und Werkstatt und einem Unterkunftwagen für Arbeiter und Angestellte, würde sich für Bahnbezirke mit vielen unterhaltungsbedürftigen und insbesondere langen Tunneln lohnen.

Ein weiterer Vorteil des Verfahrens ist der geringe Bedarf an Arbeitskräften. Außer einem erfahrenen Bauaufseher werden in einer Achtstundenschicht zur Bedienung des Kompressors samt Antriebmotor und Wasserpumpe, der Torkretmaschine und Mörtelspritze, zum Durchbrechen des Mauerwerks, Ausbrechen und Auszimmern der Schächte und Stollen zu den Betonier- und Maurerarbeiten acht zuverlässige Facharbeiter und zu deren Unterstützung sechs Hilfsarbeiter benötigt.

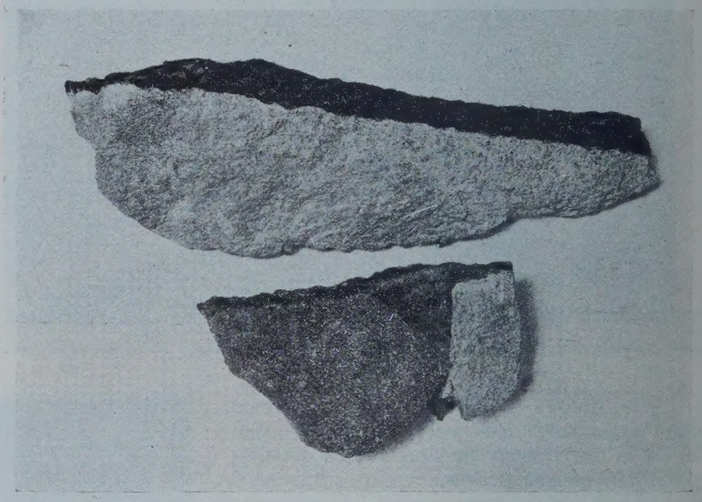


Abb. 24.

Neu an dem Verfahren ist die Ableitung des Sickerwassers durch die Rohrstutzen vor der Torkretierung und die Hinterspülung des Tunnelmauerwerks zur Erleichterung des Wasserabflusses nach den Entwässerungsrinnen und -schächten. Besonders wichtig ist die Durchbohrung des Tunnelgewölbes im Scheitel und das Einpressen von Mörtel hinter den Gewölberücken, um offene Fugen zu schließen und eine ausreichende Rückendichtung zu erzielen.

Vermischtes.

Bauwissenschaftliche Vorträge im Hause der Technik in Essen. Das Haus der Technik hat im Rahmen seines fünften Wintersemesters 1929/30 folgende Vorträge aus dem Bauwesen vorgesehen: „Wege und Ziele der neueren Bodenforschung in der Bodentechnik“ von Geh.-Regierungsrat Prof. Dr.-Ing. A. Hertwig, Berlin, T. H., am 30. Januar 1930 von 7 bis 9 Uhr abends. „Neuere Probleme des Wohnungsbaues“ von Prof. Dr.-Ing. Ed. Jobst Siedler, Berlin, T. H., am 22. Oktober 1929 von 7 bis 9 Uhr abends. „Heizung und Lüftung“ von Prof. Dr.-Ing. Hermann Bonin, Aachen, T. H., am 20. und 21. Januar 1930 von 7 bis 9 Uhr abends in der Essener Börse.

Andere Vorträge werden wichtige Gebiete wie Bodensenkungen im Bergbau, Fundamentschwingungen, die neuen Ansichten über Holz als Werkstoff bringen. Eine bauwissenschaftliche Woche ist gleichfalls in Aussicht genommen worden.

Interessenten wollen das ausführliche Programm von der Geschäftsleitung des Hauses der Technik in Essen, Herbertstr. 13, erbitten.

Eine neue Straßenbrücke über den Tyne bei Newcastle. Am 10. Oktober 1928 wurde eine neue Straßenbrücke über den Tyne bei Newcastle dem Verkehr übergeben, worüber bereits im „Stahlbau“ 1928,

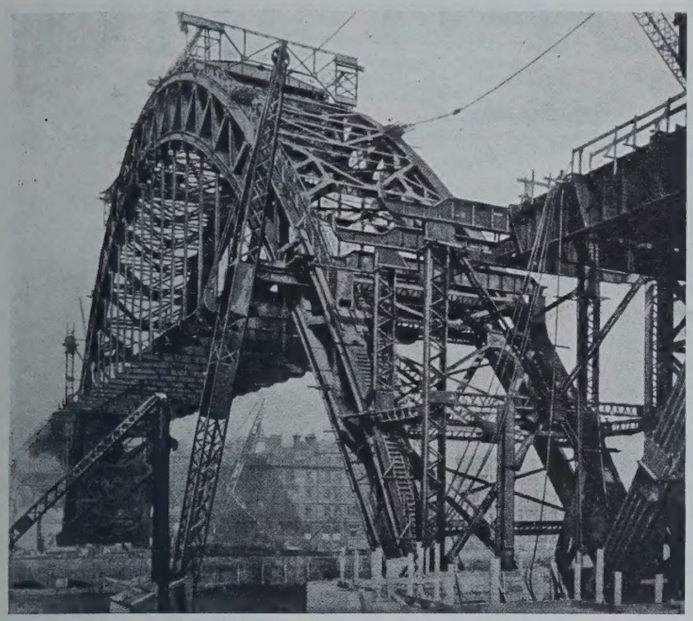


Abb. 1. Fertig montierte Bogen vor Herstellung der Turmpfeiler.

Heft 16, kurz berichtet worden ist. Die beiden bestehenden alten Brücken, die bekannte Eisenbahnhochbrücke mit darunterliegender Straßenfahrbahn von Robert Stephenson (erbaut 1849) und die weiter stromabwärts gelegene Straßendrehbrücke (erbaut 1876) genügten schon lange nicht mehr dem rasch wachsenden Verkehrsbedürfnis.

Wie Engineering berichtet, setzt sich die neue Brücke, die infolge des tief eingeschnittenen, von steilen Ufern begrenzten Flußbettes ebenfalls als Hochbrücke ausgeführt wird, aus einer 162 m weit gespannten Mittelöffnung sowie insgesamt 398 m Rampenbauten, wovon 221 m aus stählernen Überbauten und 177 m aus Erdschüttung zwischen massiven Seitenwänden bestehen, zusammen. Die Rampenneigung beträgt auf der Seite von Newcastle 1 : 66,4, auf der Seite von Gateshead 1 : 91,5.

Die Fahrbahn liegt in Flußmitte 28,35 m über HW, die lichte Höhe über dem schiffbaren Wasserstande beträgt 16,61 m. Eine 11,60 m breite Fahrbahn wird von zwei je 2,74 m breiten, ausgekragten Fußwegen begrenzt. Die Fahrbahn besteht aus Holzpflaster auf Betonunterlage, die auf Buckelplatten ruht. Sie reicht für zwei Straßenbahngleise und vier Fahrzeugreihen aus.

Die beiden Hauptträger liegen in 13,72 m Abstand und sind als Zweigelenksichelbogen ohne Zugband ausgeführt (Abb. 1). In Öffnungsmitte sind die parabolisch gekrümmten Ober- und Untergurte eines Hauptträgers je 13,72 m voneinander entfernt; die Pfeilhöhe der Bogen beträgt 51,82 m, die Füllglieder bestehen aus steigenden und fallenden Schrägen; die beiden K-förmigen Windverbände liegen in den Ebenen des Ober- und Untergurtes. Wie die in Abb. 2 dargestellte Innenansicht in Richtung der Brückenachse zeigt, verschönern die durch die beiden Windverbände hervorgerufenen Überschneidungen das Brückenbild keinesfalls. Alle Hängestangen in Öffnungsmitte werden aus je zwei ⊏-Eisen gebildet und gehen an beiden Seiten jenseits der Durchdringung von Bogen und Fahrbahntafel in die unter der Fahrbahn gelegene Stützenkonstruktion über. Die Auflagerbolzen der Hauptträger haben 30,5 cm Durchmesser.

Abb. 3. Fertige Brücke, während der Eröffnungsfeier (10. 10. 28). Im Hintergrunde die beiden alten Brücken.

Abb. 2. Innenansicht der fertig montierten Mittelöffnung.

Als Abschluß der Mittelöffnung sind granitverkleidete Pfeileraufbauten vorgesehen, deren vier seitlich hochgeführte Türme je 27,43 m unter und 12,19 m über der Fahrbahn liegen. Diese in Stahlskelettbauweise ausgeführten, mit Aufzügen versehenen Abschlußbauwerke sollen gleichzeitig für Läden eingerichtet werden. Ob sie mit ihrer Granitverkleidung, die den Eindruck einer Massivkonstruktion erweckt, den ästhetischen Bedingungen der „reinen Sachlichkeit" entsprechen, bleibe dahingestellt (Abb. 3).

An Belastungsannahmen sind der statischen Berechnung, außer den Lasten der beiden Straßenbahngleise, ein vierrädriger 100-t-Lastkraftwagen zugrunde gelegt.

Besonders bemerkenswert ist der Montagevorgang der Mittelöffnung, da die Strompolizei keinerlei Gerüsteinbauten unter der Fahrbahn sowie Zufuhr von Baustoffen auf dem Wasserwege zuließ. Es wurde daher ein freikragender Vorbau von beiden Seiten aus durchgeführt. Nach Fertigstellung der Rampen sowie der Unterbauten der Widerlager wurde der Vorbau der Mittelöffnung mit Hilfe von leichten Hilfskranen begonnen, die auf den Obergurt vorrückten. Durch Rückhaltkabel, die mit fortschreitendem Vorbau durch neue, weiter zur Mitte hin befestigte Seile jeweils ersetzt wurden, konnten die vordersten Schnabelenden in der richtigen Höhenlage gehalten werden. Vor allem beim Einbau der Schlußstücke mußte mit Hilfe von Druckwasserpressen unter den Kabelumlenkjochen auf den beiden Widerlagern Vorspannung und Lage genau eingeregelt werden. In Abb. 4 ist das beim Zusammenschluß der Obergurte behelfsmäßig eingebaute Mittelgelenk erkennbar. Nach Montage des mittelsten Untergurtstabes, und zwar mit einer Vorlast von etwa 300 t, der Eigengewichtsbeanspruchung entsprechend, wurde das Mittelgelenk fest vernietet und der Dreigelenk- in einen Zweigelenkbogen umgewandelt.

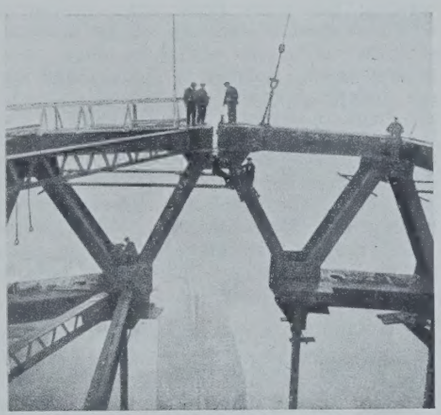


Abb. 4. Einbau des behelfsmäßigen Mittelgelenks beim Zusammenschluß der Obergurte in Brückenmitte.

Die Montage beanspruchte insgesamt neun Monate. Das Absenken der Fundamente geschah mit Druckluftgründung. Der Felsboden wurde in 18 bis 24 m Tiefe erreicht. Arbeitskammern der Senkkasten (25,30 × 7,31 m Querschnitt) und Schleusenrohre sind nachträglich mit Beton ausgefüllt worden.

Die in der Mittelöffnung eingebaute Stahlmenge betrug rd. 4000 t, wovon rd. 2400 t auf die beiden Hauptträger und rd. 1600 t auf die Fahrbahnkonstruktion entfallen. Für die Aufbauten und Rampen wurden ebenfalls rd. 4000 t verbraucht. Die Gesamtkosten belaufen sich auf 1,2 Mill. Pfund, wovon entsprechend dem Kostenanschlag von 1924 nur 0,57 Mill. Pfund auf das eigentliche Bauwerk, der Rest auf Grunderwerb und Straßenumbauten entfallen.

Der ohne nennenswerte Störungen durchgeführte Bau bildet mit seinem in England weitestgespannten Bogen einen bemerkenswerten Beitrag zur englischen Brückenbaukunst. Dr.-Ing. R. Bernhard.

Bau einer Schleuse nebst Stauanlage im Becken des Jllinois-Flusses. Nach Eng. News-Rec. 1929 vom 16. Mai war für den 100 km langen Jllinois-Schiffahrtkanal, der den Chicago-Kanal mit dem Jllinois-Fluß verbindet, der Bau von fünf Kammerschleusen von 33 × 182 m Innenfläche erforderlich. Die Ausbildung des Schleusenoberhauptes und die an dieses seitlich anschließende Wehranlage bei der Starved-Rock-Schleuse in der Nähe von La Salle ist besonders interessant. Der in Abb. 1 wiedergegebene Gesamtgrundriß der Anlage läßt die Schleuse und die anschließende Wehranlage, die die einzelnen Wasserarme zwischen zwei Inseln absperrt, erkennen. Die an das Schleusenhaupt anschließende Wehranlage ist im Grundriß in vergrößertem Maßstabe in Abb. 2 dargestellt. Die Einbauten sind vom Flußbett gemessen etwa 9,7 bis 13 m hoch. Querschnitte durch die einzelnen Stauverschlüsse zeigt Abb. 3. Zwischen den Eisauslässen, die als segmentartige Überfallwehre ausgebildet sind, und dem linken Flußufer liegen 10 Einzelwehre von je 18,25 m Breite, deren Bewegungsvorrichtung durch Gegengewichte ausgeglichen und für Hand- und Kraftantrieb eingerichtet ist.

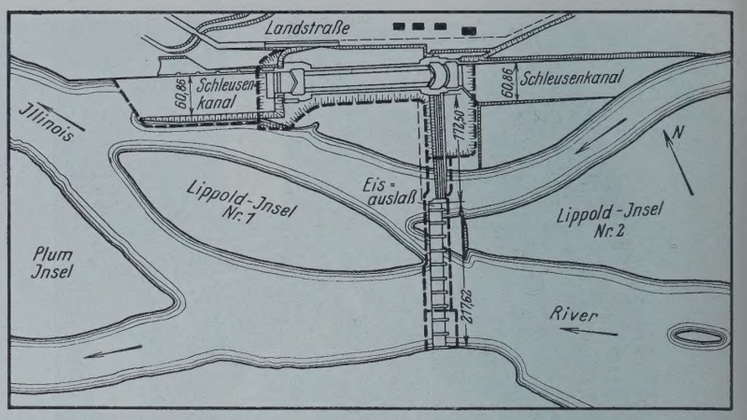


Abb. 1.

Für die Ausführung des Baues waren vier Abschnitte vorgesehen, nämlich das Oberhaupt mit der Hälfte der Schleuse, die zweite Hälfte der Schleuse nebst den ersten drei Pfeilern der Bedienungsbrücke der Wehranlage, ferner der zwischen den Inseln gelegene Teil der Wehranlage und schließlich deren westlicher Teil bis zum linken Flußufer. Die für den Bau erforderlichen Betonmassen wurden durch großartig angelegte Transportanlagen eingebracht, die in dem obengenannten Bericht im einzelnen erläutert sind. Zs.

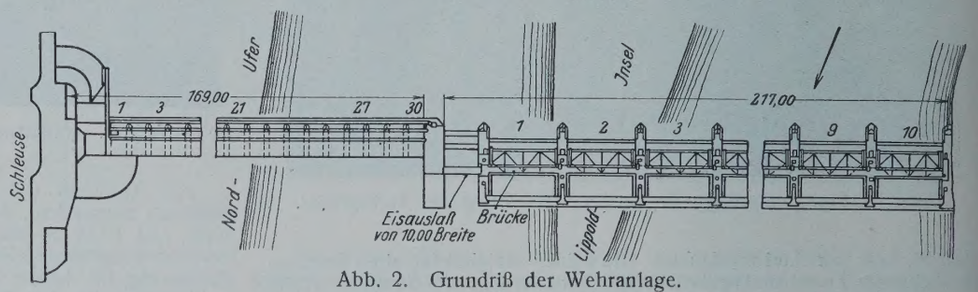


Abb. 2. Grundriß der Wehranlage.

Eine Brücke über den Willamette-Fluß bei Portland. Der Willamette-Fluß wird auf den letzten 20 km vor seiner Mündung bereits von acht Brücken überquert. Nunmehr soll nach Eng. News-Rec. diese Zahl noch durch eine neunte, ebenfalls wie jene bei der Stadt Portland im Staate Oregon gelegen, vermehrt werden. Die Mittelöffnung soll 368,15 m weit werden; die lichte Höhe unter ihr ist mit 62,5 m angenommen. An die Mittelöffnung schließen sich zwei 131,5 m lange Seitenöffnungen an. Bei diesen Maßen kann kaum ein anderes Tragwerk als eine Hängebrücke in Frage kommen. Die Gesamtlänge der Brücke mit ihren Zufahrtrampen wird 1,2 km betragen. Die Fahrbahn wird 12,2 m breit, daneben kommen zwei 1,5 m breite Fußwege zu liegen. Die stählernen Türme zur Aufnahme der Sättel für die Kabel werden 106,75 m hoch; sie erheben sich auf Betonpfeilern, die 18 m aus dem Wasser emporragen. Das Bauwerk ist mit 4 Mill. Dollar veranschlagt. Wkk.

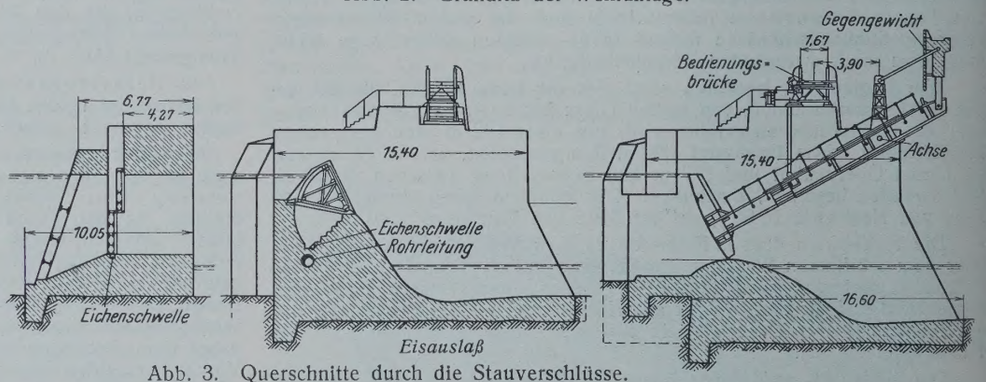


Abb. 3. Querschnitte durch die Stauverschlüsse.

Herbsttagung der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen in Berlin. Mittwoch, den 2. Oktober, nachm. 5 Uhr, im großen Saale des Ingenieurhauses Berlin NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27. Vorträge: 1. Baurat Dr.-Ing. Agatz, Bremerhaven: Die Grundlagen der Entwurfsbearbeitung der Nordschleusenanlage in Bremerhaven; 2. Oberbaurat Füchsel, Berlin: Vom Schweißen im Rohrleitungs- und Stahlbau; 3. Reichsbahnrat Dr. Bernhard, Berlin: Dauerversuche an eisernen Brücken (genietete und geschweißte Brücken) mit Film. — Nach dem ersten Vortrag ist eine Pause, während deren Gelegenheit zu einem Imbiß im Ingenieurhause gegeben ist.

Donnerstag, den 3. Oktober. Besichtigungen von Baustellen. 15 Uhr Gruppe 1: Großkläranlage der Stadt Berlin bei Stahnsdorf. — 13 Uhr Gruppe 2: a) Westkraftwerk der Berliner Städtischen Elektrizitätswerke AG. (Bewag), danach: b) Unterführung der Untergrundbahn unter dem breiten und tiefen Reichsbahneinschnitt am Bahnhof Gesundbrunnen.

Herren, die an der Herbstversammlung teilnehmen wollen, werden gebeten, dies der Geschäftstelle der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Berlin NW 7, Ingenieurhaus, mitteilen zu wollen unter Angabe derjenigen Veranstaltungen, an denen sie teilzunehmen gedenken.

Personalnachrichten.

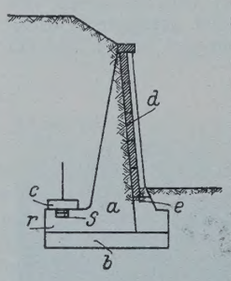
Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. In den Ruhestand getreten: die Reichsbahnoberräte Stahlhuth, Vorstand des R. B. A. Neumünster, und Siegert, Vorstand des R. B. A. Ingolstadt 1, der Reichsbahnrat Fischinger, Vorstand des R. B. A. Nürnberg 1, sowie die Reichsbahnamtmänner Bartsch, Vorstand der Güterabfertigung Liegnitz, Mohr, Vorstand des Entschädigungsbüros bei der R. B. D. Essen, Wilhelm Müller beim Prüfungsamt der R. B. D. Mainz und Karnahl, Betriebsingenieur beim R. B. A. Stargard (Pom.) 2.

Gestorben: Reichsbahnrat Robert Köhler, Vorstand des R. B. A. Allenstein 2, und die Reichsbahnamtmänner Schipke beim R. B. A. Gera und Mattke, Vorstand des Tarifbüros der R. B. D. Stettin.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Winkelstützrahmen für Erdstützwände mit einer lose auf dem rückwärtigen Rahmenfuß unter dem zu stützenden Erdreich liegenden waagerechten Druckplatte. (Kl. 19e, Nr. 468 510 vom 15. 9. 1926, von Gustav Böttger in Falkenhain bei Berlin-Spandau und Dr.-Ing. Hans Busse in Berlin-Friedenau.) Die an ihrer Unterseite mit seitlichen Führungsleisten versehene Druckplatte ist im Abstand über der rechteckigen, unter dem ganzen Winkelstützrahmen verlaufenden Fußplatte auf dessen hinterer Rippe verschiebbar. Der Winkelstützrahmen *a* ruht auf einer Fußplatte *b*, durch die die aus Mauergewicht, Erddruck und Verkehrslast zusammengesetzten Kräfte auf den Baugrund übertragen werden. Die Fußplatte *b* kann gleichzeitig mit dem Winkelstützrahmen in einem Stück hergestellt sein. Auf der waagerechten Rippe ruht die Druckplatte *c*, die infolge der auf sie wirkenden Erdlast eine Auslastung der Mauer durch Einstellung der Druckplatte ermöglicht. Gegen seitliches Verschieben ist die Lastplatte *c* mit seitlichen Führungsleisten *s* versehen. Zwischen den Einzelstützen liegen Bohlen oder Wandplatten *d*, die den auf die Erdstützwand wirkenden Erddruck aufnehmen und deren Unterkante auf Absätzen *e* benachbarter Stützrahmen ruht.



INHALT: Die Bedeutung der Baustelleneinrichtung für die Wirtschaftlichkeit eines Baues und dessen Durchführung. — Die Dichtung und Entwässerung des Schanztunnels bei Fichtenberg. — Vermischtes: Bauwissenschaftliche Vorträge im Hause der Technik in Essen. — Neue Straßenbrücke über den Tyne bei Newcastle. — Bau einer Schleuse nebst Stauanlage im Becken des Jllinois-Flusses. — Brücke über den Willamette-Fluß bei Portland. — Herbsttagung der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen in Berlin. — Personalnachrichten. — Patentschau.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

7. Jahrgang | BERLIN, 4. Oktober 1929 | Heft 43

Alle Rechte vorbehalten.

Zum 25jährigen Bestehen des Deutschen Stahlbau-Verbandes.

Von **Schaper.**

Vor 25 Jahren wurde der „Verein Deutscher Brücken- und Eisenbaufabriken", der später seinen Namen in „Deutscher Eisenbau-Verband" und neuerdings in „Deutscher Stahlbau-Verband" umänderte, ins Leben gerufen, In ihm fand sich der überwiegende Teil der deutschen Brücken- und Eisenbauanstalten zusammen, um künftig die mannigfaltigen Interessen gemeinsam zu vertreten. Es ist selbstverständlich, daß die hauptsächlichsten Interessen einer solchen Vereinigung auf wirtschaftlichem Gebiete liegen. Diese sind aber in der langen Zeit seit der Gründung des Vereins — das soll mit allem Nachdruck hier gesagt werden — niemals so stark in die Erscheinung getreten, daß eine Schädigung der entgegengesetzten Interessen der abnehmenden Kreise die Folge war. Es hat sich vielmehr sehr bald nach der Gründung des Vereins zwischen ihm und den Abnehmerkreisen, namentlich zwischen ihm und der Hauptabnehmerin, der Verwaltung der preußisch-hessischen Staatseisenbahnen, ein besonderes Vertrauensverhältnis herausgebildet. Dies ist vor allem dem Umstande zu verdanken, daß der Verein es sich zur ernsten Aufgabe machte, durch umfangreiche Versuche die noch offenen Fragen des Stahlbaues zu klären und durch Gewährung von Beihilfen zu den Fonds der Technischen Hochschulen und zur Drucklegung von Doktorarbeiten und anderen wertvollen wissenschaftlichen Abhandlungen und durch Ausschreibung von Wettbewerben zur Lösung verwickelter Aufgaben des Eisenbaues die Ingenieurwissenschaften zu fördern. Bald nach der Gründung des Vereins wurde von ihm der „Ausschuß für Versuche im Eisenbau" ins Leben gerufen, dem außer berufenen Mitgliedern des Vereins auch Vertreter der damaligen preußisch-hessischen Staatseisenbahnen und Professoren der Technischen Hochschulen beitraten. Nach den Angaben und unter der Leitung dieses Ausschusses wurden im Laufe der Jahre in verschiedenen Materialprüfungsämtern und Versuchsanstalten umfangreiche Versuche durchgeführt, die der Stahlbau-Wissenschaft sehr große Dienste geleistet und auch die Wirtschaftlichkeit der Stahlbauweise gefördert haben. Theorie und Praxis des Stahlbaues wurden durch die Versuchsergebnisse außerordentlich befruchtet. Die hauptsächlichsten Versuche sind folgende:

1. Versuche zur Feststellung des Einflusses der Nietlöcher auf die Längenänderung und auf die Spannungsverteilung in Zugstäben,
2. Versuche zur Feststellung der Zweckmäßigkeit der verschiedenen Arten von Anschlüssen steifer Stäbe,
3. Versuche zur Feststellung der Wertung der verschiedenen Nietverfahren (Handnietung, Maschinennietung, Preßlufthammernietung),
4. Versuche zur Feststellung der Zweckmäßigkeit gebräuchlicher Nietverbindungen,
5. Versuche zur Feststellung der Knickkraft großer gedrückter Stäbe eiserner Brücken in natürlicher Größe,
6. Versuche zur Feststellung der Größe des Winddrucks auf Brücken,
7. Versuche zur Feststellung der Knickspannungslinie für die verschiedenen Stahlsorten,
8. Versuche zur Feststellung der zulässigen Nietbeanspruchung bei wechselnder Belastung,
9. Versuche mit geschweißten Trägern.

Die Versuche haben auch das Vertrauen des Auslandes zur Gründlichkeit der deutschen Brückenbauwissenschaft und zur Zuverlässigkeit und Zweckmäßigkeit der deutschen Brückenkonstruktionen gestärkt.

Das langjährige gute Einvernehmen zwischen dem Deutschen Stahlbauverbande und den Eisenbahnbehörden veranlaßte auch die Deutsche Reichsbahn, ihre neuen Vorschriften für die Berechnung und die bauliche Durchbildung ihrer stählernen Eisenbahnbrücken in enger Zusammenarbeit mit dem Deutschen Stahlbau-Verbande aufzustellen. So entstanden die bekannten „Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken" und die „Grundlagen für die bauliche Durchbildung eiserner Eisenbahnbrücken". Diese neuen Vorschriften haben durch das Vertrauen weiter Kreise des In- und Auslandes auf ihren wissenschaftlichen Wert und auf ihre praktische Brauchbarkeit allgemeine Anerkennung und Verbreitung gefunden, eine Tatsache, die vor allem wohl der gemeinsamen Arbeit des Deutschen Stahlbau-Verbandes und der Deutschen Reichsbahn zu danken ist.

Die Deutsche Reichsbahn sah sich bekanntlich in den letzten Jahren gezwungen, für ihre neuen größeren stählernen Brücken hochwertige Baustähle einzuführen, um diese Brücken für die neuen schweren Lastenzüge technisch einwandfrei ausbilden und sie erheblich billiger als in dem bisherigen Baustoff St 37 bauen zu können. Wenn es gelungen ist, die Widerstände, die sich der Einführung der hochwertigen Baustähle entgegensetzten, zu beseitigen, so ist dies mit in erster Linie der tatkräftigen Hilfe des Deutschen Stahlbau-Verbandes zu danken, der sich trotz mancher Unbequemlichkeiten, die die hochwertigen Baustähle in der Werkstatt und auf den Lagerplätzen verursachen, energisch für die hochwertigen Baustähle einsetzte. Daß der Deutsche Stahlbau-Verband zusammen mit der Deutschen Reichsbahn mit der Förderung der hochwertigen Baustähle den richtigen Weg gegangen ist, das zeigt die Tatsache, daß auch die neuen großen Brücken des Auslandes, z. B. die Brücke über den Kleinen Belt und die Brücken über den Dnjepr, in den neuen deutschen Stählen ausgeführt werden und daß die ausländischen Hüttenwerke bestrebt sind, die deutschen hochwertigen Stähle selbst zu erzeugen.

So hat sich der Deutsche Stahlbau-Verband in den 25 Jahren seines Bestehens als ein eifriger Förderer der technischen Wissenschaften, des Fortschrittes der praktischen Fragen des Stahlbaues und der deutschen Volkswirtschaft bewiesen. Alle Abnehmerkreise des deutschen Stahlbaues und alle Freunde der Wissenschaft der Stahlbauweise können nur den lebhaften Wunsch haben, daß der Deutsche Stahlbau-Verband ungeschwächt fortbestehen möge und daß ihm eine glückliche Zukunft beschieden sei.

Die neue viergleisige Eisenbahnbrücke über die Norderelbe in Hamburg.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnoberrat **Blunck,** Altona.

Geschichtliches.

Auf der zur Deutschen Reichsbahn gehörenden Strecke Hamburg—Harburg an der stromaufwärts gelegenen Grenze des Hamburger Freihafens werden vier Eisenbahngleise über die Norderelbe geführt, und zwar zwei für den Personenzugverkehr und zwei für den Güterzugverkehr in Linienbetrieb. Hierzu dienten bis vor kurzem zwei Reihen von je drei zweigleisigen eisernen Überbauten von je 99,176 m Stützweite, die nach dem Entwurf des Baurats Lohse erbaut wurden, und zwar die eine Reihe in den Jahren 1868 bis 1872 und die zweite in den Jahren 1892 und 1893. Lohse hat die von ihm erfundene Konstruktion in der Zeitschrift für Bauwesen 1885 auf Seite 79 ff. eingehend beschrieben. Er war von der Absicht ausgegangen, ein Brükkensystem in Bogenform zu schaffen, das keinerlei waagerechten Auflagerschub auf die Pfeiler übertrug. Er kam daher auf den Gedanken, einen als Hängegurt wirkenden, auf Zug beanspruchten Bogen mit einem darüber angebrachten gleich

Abb. 2. Alte Brücke, von Südosten gesehen.

konstruierten Druckbogen zu verbinden und die Lasten der angehängten Fahrbahn durch senkrechte Hängestäbe gleichmäßig auf beide Bogen zu verteilen, so daß deren waagerechte Wirkungen in den gemeinschaftlichen Auflagern sich gegenseitig ausglichen und die Pfeiler nur in senkrechter Richtung belastet wurden. Wie Lohse zum Ausdruck bringt, macht diese Konstruktion den Eindruck großer Leichtigkeit. Er weist auch nach, daß seine Konstruktion tatsächlich leichter war als die anderen damals bestehenden ähnlichen Brücken gleicher Stützweite. Für den damaligen Stand der Wissenschaft ist diese Schöpfung des Baurats Lohse unbedingt als genial zu bezeichnen (Abb. 1 u. 2).

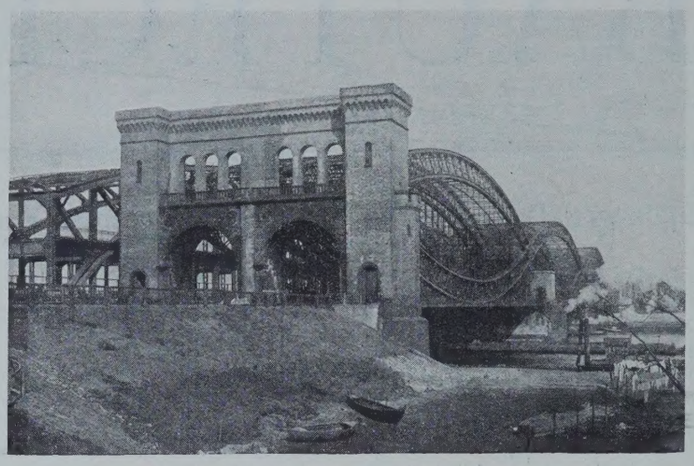


Abb. 1. Alte Brücke, von Süden gesehen.

Man kann sich vorstellen, daß dieses Bauwerk mit der schönen, geschwungenen, doppelwelligen Linienführung damals viel Beachtung fand, und daß diese sonst wohl kaum wieder zur Anwendung gekommene Konstruktion mit ihrer eigenartigen Form mit der Zeit als ein Wahrzeichen Hamburgs angesehen wurde.

1926 und 1927 erneuert werden sollte, lag es nahe, das alte System als ein Wahrzeichen Hamburgs beizubehalten. Man mußte aber berücksichtigen, daß inzwischen von dem Hamburger Staat neben der alten Eisenbahnbrücke eine neue Straßenbrücke, die Freihafen-Elbebrücke, erbaut worden war, bei der als Hauptträgersystem ein Zweigelenkbogen mit Zugband gewählt worden war. Diese Brücke ist eine zweistöckige Straßenbrücke; während unten der Straßenverkehr hinübergeleitet wird, soll oben später einmal die Hochbahn hinübergeführt werden. Für diese zweistöckige Ausbildung war das Lohse-System ungeeignet. Man konnte sich der bestehenden alten Eisenbahnbrücke nur insofern anpassen, als der Obergurt des Zweigelenkbogens die Form des Obergurtes des Lohse-Trägers erhielt. Da aber in der seitlichen Ansicht die Durchschneidung der zweistöckigen Zweigelenkbogenbrücke durch die Hängegurte des Lohse-Trägers unbefriedigend wirkte (Abb. 2), entschloß man sich auch für die neue Eisenbahnbrücke zum System der Freihafen-Elbebrücke. Nur so konnte ein einheitlich wirkendes Brückenbild erzielt werden.

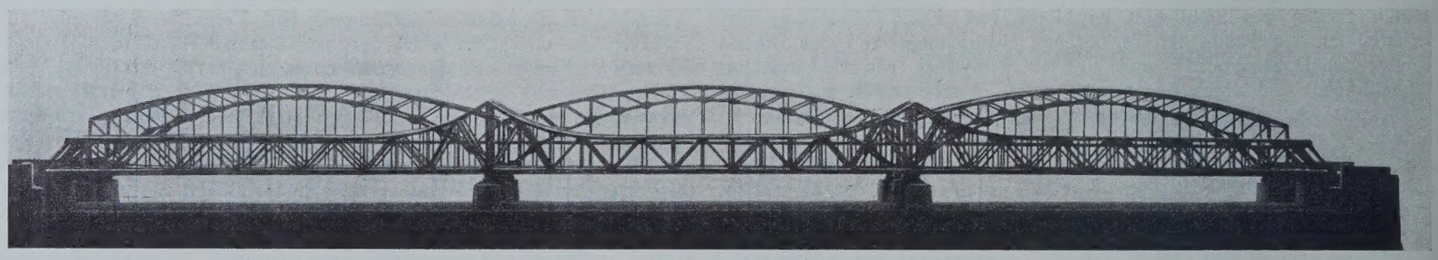


Abb. 3. Neue Brücke als Gerberträger im Modell.

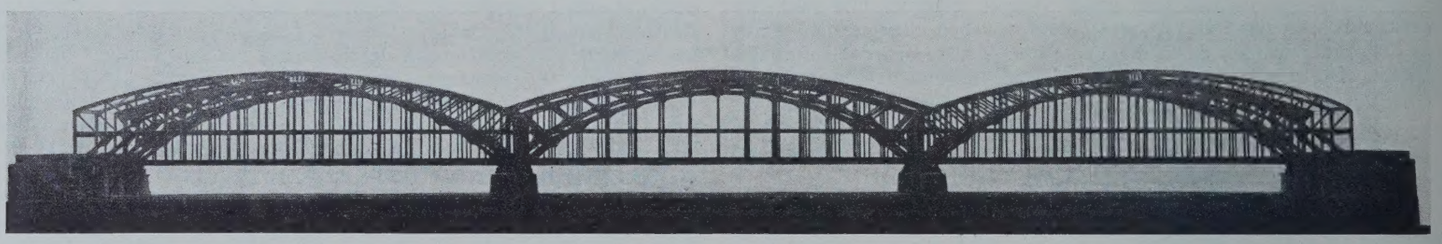


Abb. 4. Neue Brücke im Modell.

Wahl des Systems für die neue Brücke.

Als nun die alte viergleisige Brücke den neuen erhöhten Anforderungen des Eisenbahnverkehrs nicht mehr gewachsen war und in den Jahren

Es ist auch an Modellen untersucht worden, ob es zur Vermeidung einer dem Auge des Beschauers auffallenden allzu großen Anhäufung von

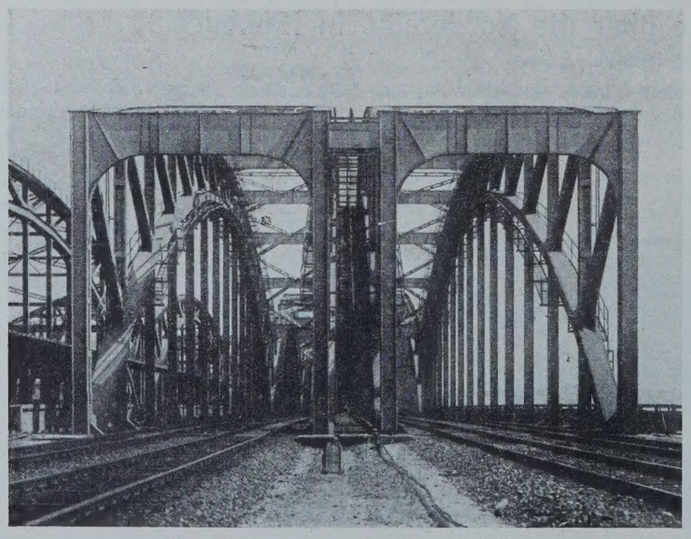


Abb. 5. Endportale vor der Verstärkung.

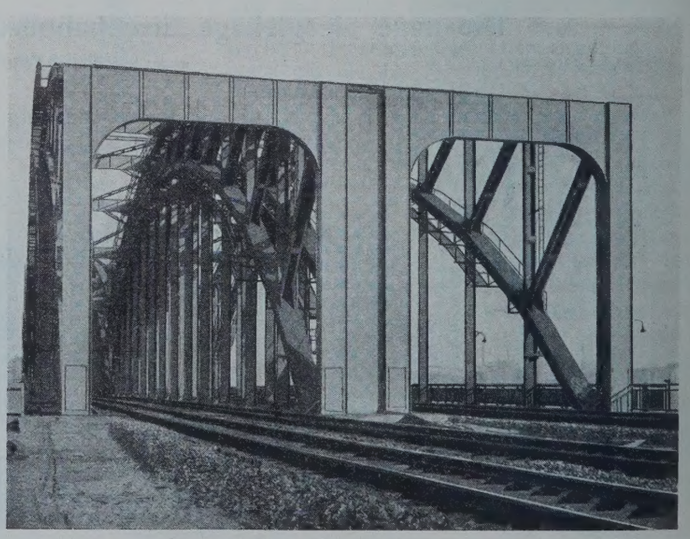


Abb. 6. Endportale nach der Verstärkung.

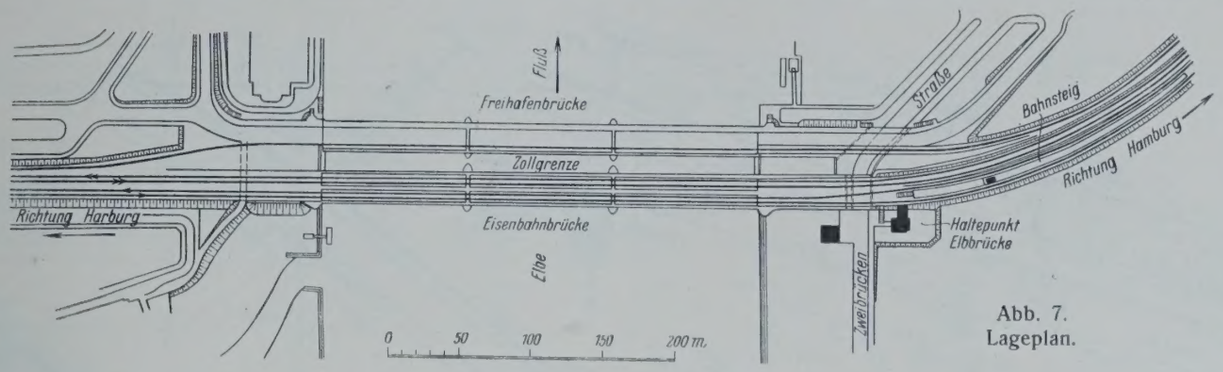


Abb. 7. Lageplan.

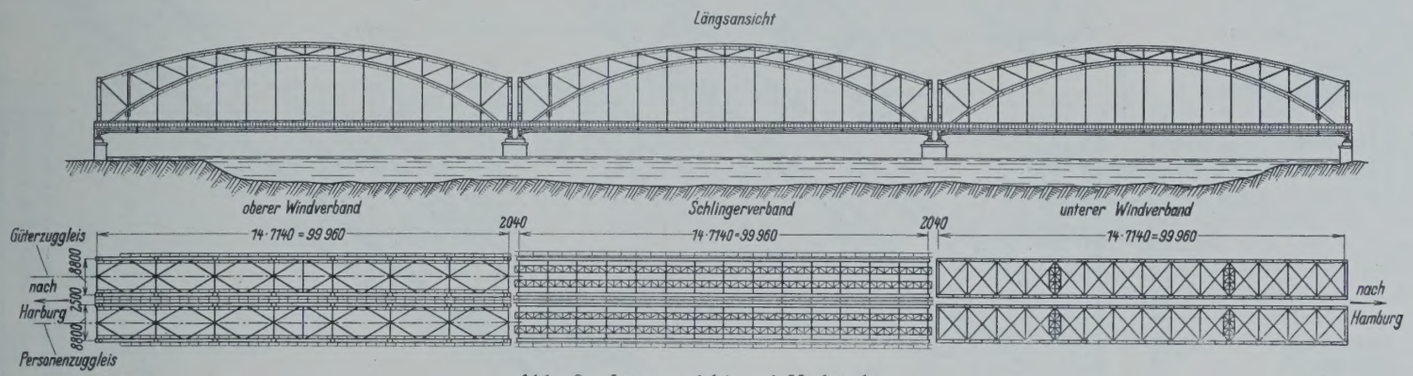


Abb. 8. Längsansicht und Verbände.

Eisenmassen nicht vorzuziehen sei, die neue Brücke als Gerberträger mit Gurtungen, die sich dem Untergurt und der hochgelegenen Fahrbahn der Freihafen-Elbebrücke möglichst gut anpaßten, auszubilden (Abb. 3). Man wollte prüfen, ob durch bewußte völlige Abweichung von der Form der benachbarten Freihafen-Elbebrücke eine befriedigendere Gesamtwirkung erzielt werden könnte. Diese Lösung hat man aber nach Einholung eines Gutachtens der Akademie des Bauwesens fallen lassen. Die Akademie sprach sich dahin aus, daß benachbarte Brücken am besten bei gleicher Formgebung wirken (vgl. Abb. 4 und den Aufsatz von Schaper, „Die Bautechnik" 1924, S. 57).

Der im endgültigen Zustande als Zweigelenkbogen ausgebildete Hauptträger wurde unter Anordnung eines Gelenkes im Scheitel des Bogenuntergurts und vorläufiger Fortlassung des gegenüberliegenden Obergurtstabes zunächst als Dreigelenkbogen montiert. Als solcher hatte er das Eigengewicht der Eisenkonstruktion aufzunehmen. Erst nach der Ausrüstung wurde der fehlende Obergurtstab spannungslos eingesetzt und hierdurch der Dreigelenkbogen in einen Zweigelenkbogen umgewandelt. Die weiterhin auftretenden Belastungen, die Verkehrslast und ein Teil der ständigen Last aus Belag und Oberbau, waren nunmehr von dem Zweigelenkbogensystem aufzunehmen. Bei dieser Ausführung wurde nach einer Vergleichsberechnung durch günstigere Spannungsverteilung eine Gewichtsersparnis gegenüber der sonst üblichen Bauweise erzielt.

Die Brückenenden wurden durch kräftige eiserne Portale abgeschlossen. Die Verstärkungen der Portale wurden nachträglich ausgeführt, da die normalen Portale zu schwach wirkten (Abb. 5 u. 6). Steinerne Portale wurden geflissentlich vermieden, besonders da auch die Freihafen-Elbebrücke ohne steinerne Portale ausgebildet worden ist. Bei dieser sollen später an die hochgelegene Fahrbahn und den Obergurt des Bogens eiserne Parallelträger für die Überführung der Hochbahn angeschlossen werden. Das Gesamtbild beider Brücken wird dann erst vollständig werden; durch steinerne Portale an der Eisen-

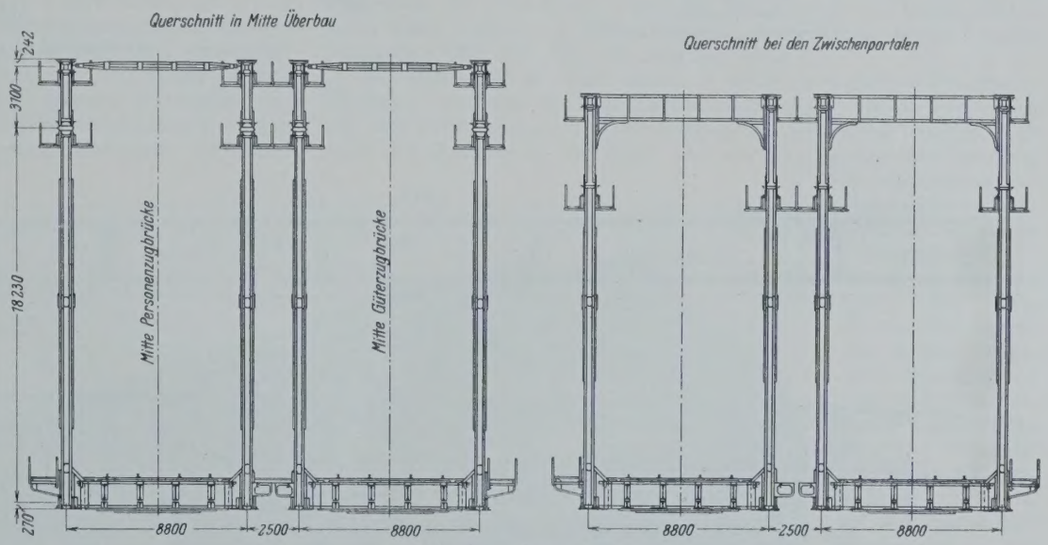


Abb. 9a. Querschnitte.

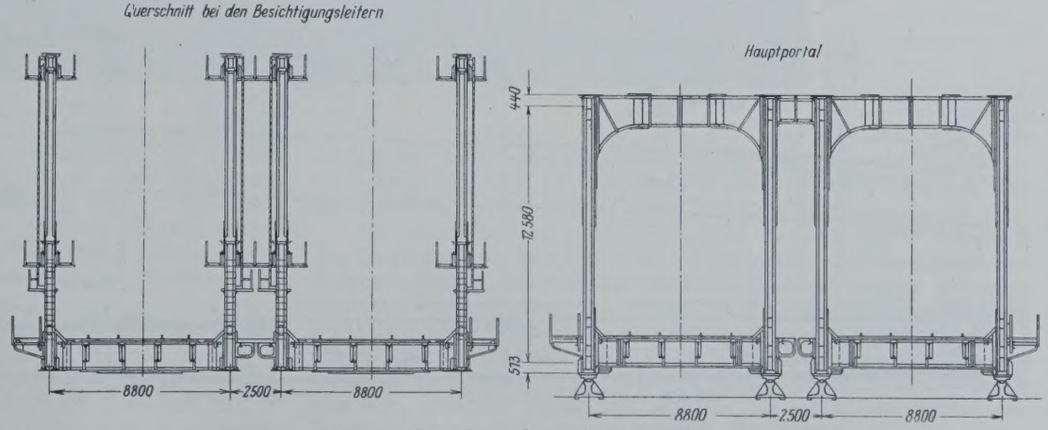


Abb. 9b. Querschnitte.

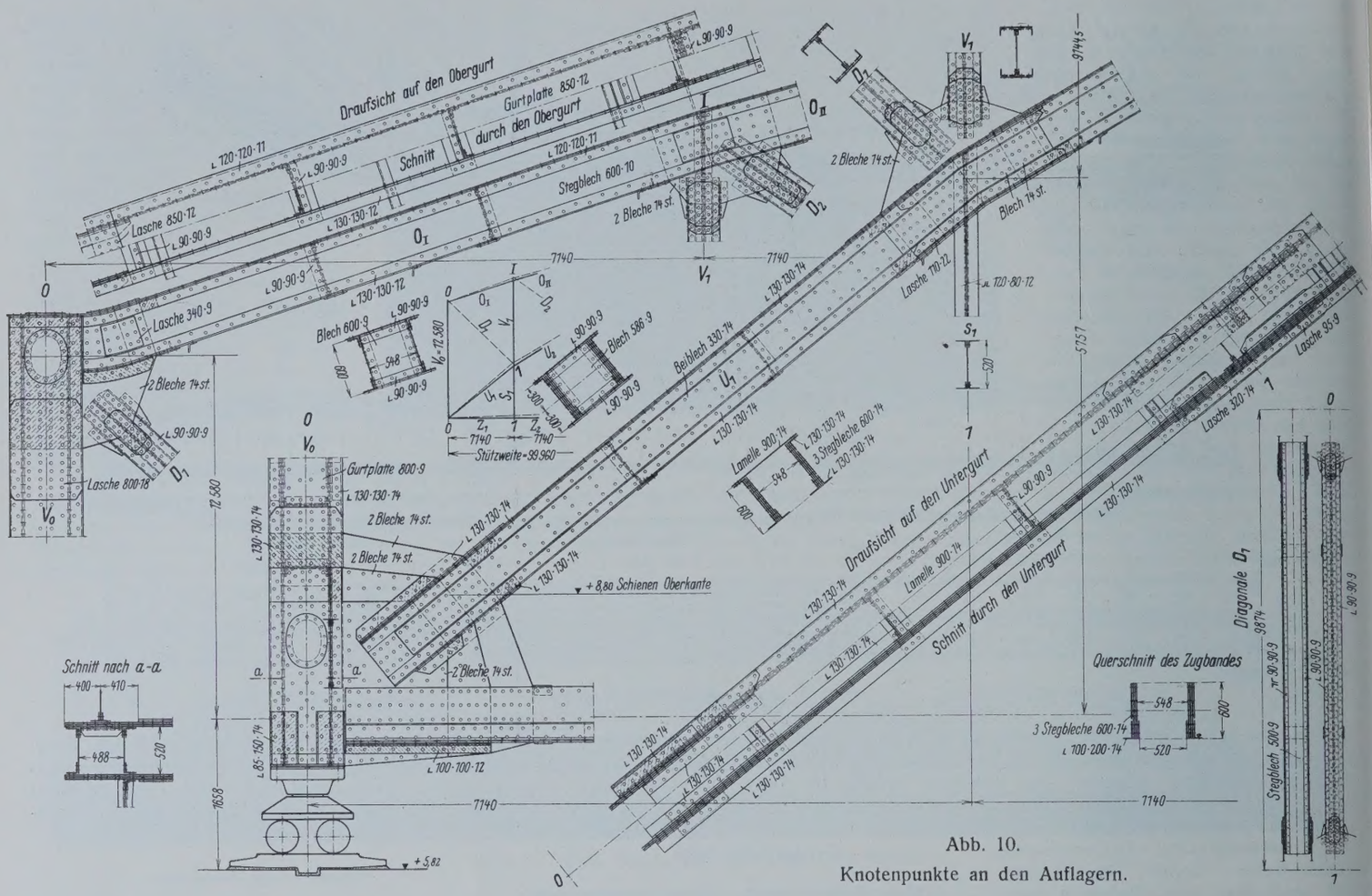


Abb. 10.
Knotenpunkte an den Auflagern.

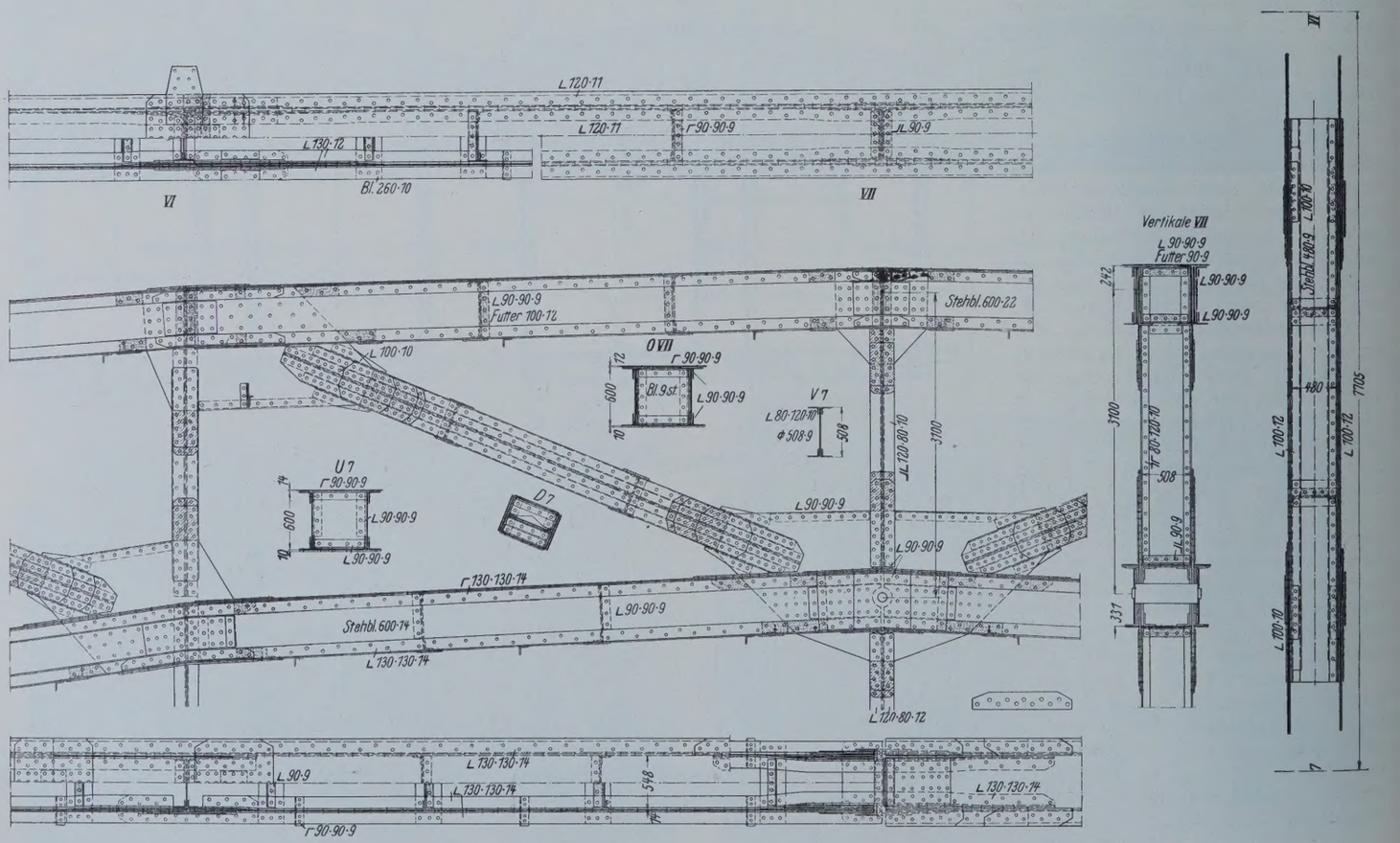


Abb. 11. Scheitelgelenk, nur vorübergehend während der Montage wirksam, und zwar für Eigenlast.

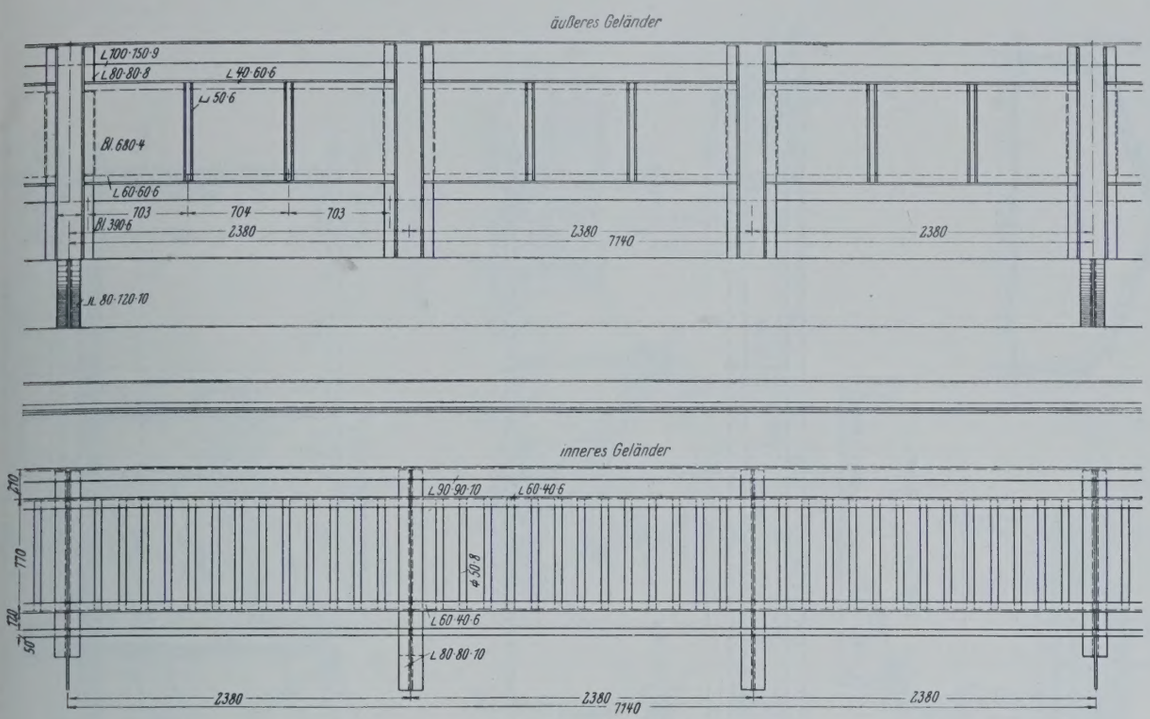


Abb. 12. Geländer.

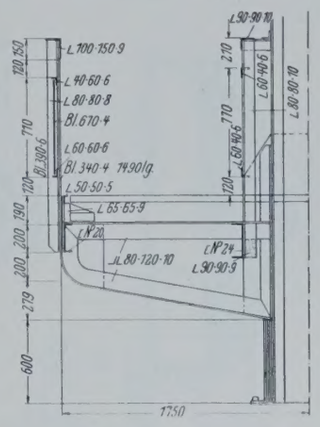


Abb. 13. Querschnitt durch den Fußweg.

bahnbrücke würde es nachteilig beeinflußt werden.

Lageplan, System, Grundriß, Querschnitte der neuen Brücke und einige Einzelheiten der Konstruktion sind in Abb. 7 bis 13 dargestellt. Als Baustoff wurde St 48 verwendet.

(Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Bahnsteighalle Sao Paulo.

Von Oberingenieur **Otto Enneper,** Dortmund.

Im zweiten Vierteljahre 1926 erließ die E. F. Sorocabana, eine brasilianische staatliche Bahngesellschaft, eine Ausschreibung auf die zu dem Bahnhofsneubau Sao Paulo benötigten Stahlbaukonstruktionen, der von brasilianischen Architekten und Ingenieuren rechnerisch und konstruktiv durchgearbeitete Entwürfe zugrunde lagen, wobei es aber freigestellt war, Gegenvorschläge einzureichen. Bei dem sehr scharfen Wettbewerb, an dem sich u. a. amerikanische, französische, englische und deutsche Firmen beteiligten, gelang es der Firma Aug. Klönne, Dortmund, auf Grund mehrerer von ihr aufgestellten Sonderentwürfe den Auftrag auf die Stahlkonstruktionen verschiedener Bauwerke und der nachfolgend beschriebenen Bahnsteighalle zu erhalten.

Ausschlaggebend hierfür war die wirtschaftliche und die ästhetische Gestaltung der Bahnsteighalle, die in ihrer Formgebung als vorbildlich bezeichnet werden darf und die dazu beitragen wird, deutscher Stahlbauweise auch im fernen Auslande Geltung zu verschaffen.

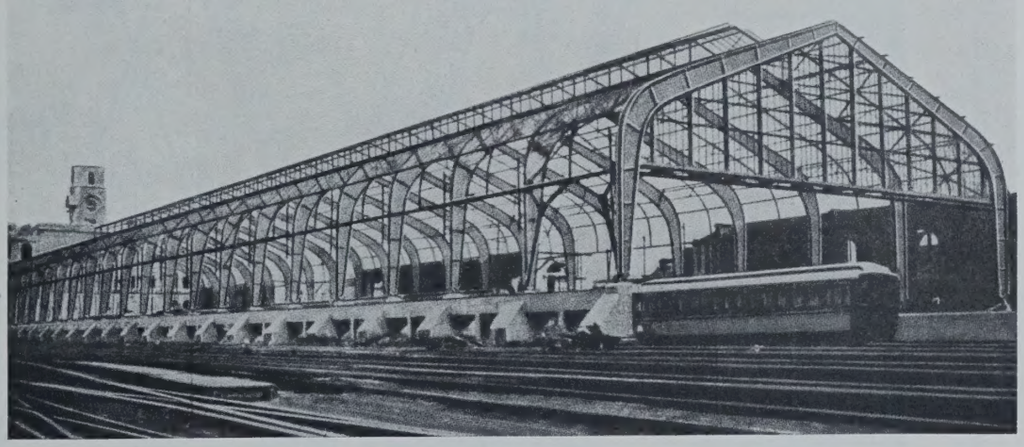


Abb. 1.

Die Abb. 1, die von einer photographischen Aufnahme der zur Aufstellung gelangten Bahnsteighalle herrührt, läßt das noch nicht durch Mauerwerk, Dachhaut u. dgl. verdeckte Stahlbauwerk in seiner Gesamtheit und seiner gefälligen Formgebung erkennen. Sie zeigt deutlich die für den Hallenquerschnitt gewählte (gotische) Spitzbogenform, die bei Stahl-Hallenbauten schon mehrfach, so u. a. beim Bahnhof Friedrichstraße, Berlin, zur Verwendung gekommen ist.

Die Gesamtanordnung der einzelnen Bauglieder sowie die Abmessungen des Bauwerkes sind aus Abb. 2 zu ersehen.

Die Halle überspannt drei Paar Gleisstränge mit zwei seitlichen und zwei mittleren Bahnsteigen. Sie besitzt eine Gesamtbreite von 43,2 m zwischen den massiven Längswänden und eine Gesamtlänge von 200,0 m. Die in Entfernungen von 10,0 m voneinander angeordneten Binder sind in der durch klare Zweckbestimmung sich kennzeichnenden gotischen Bogenform als vollwandige einstegige Dreigelenkbinder durchgebildet, deren beide Fußgelenke 42,5 m auseinanderliegen und deren Scheitelgelenkhöhe über SO etwa 19,9 m beträgt (Abb. 3).

Die Belichtung der Halle geschieht durch zwei seitliche Mansarden-Oberlichter und ein mittleres Dachreiter-Oberlicht, die in Verbindung mit den erforderlichen Entlüftungsstellen so angeordnet wurden, daß durch den Rauchabzug fast keine oder nur eine geringe Beschmutzung der Glasflächen von innen eintreten kann. Während die beiden Mansarden-Oberlichter auf die ganze Länge der Halle durchlaufen, reicht das mittlere Dachreiter-Oberlicht von dem einen zum anderen vorletzten Binder. Weiterhin geschieht die Belichtung durch die an den Endbindern angehängten und für Kittverglasung durchgebildeten Giebelschürzen, sowie durch die in den massiven Längsmauern befindlichen Fenster. — Die Oberlichter wurden in kittloser Verglasung ausgeführt. Als Hauptdacheindeckung der Halle war Holzschalung auf Holzsparren mit einer teerfreien Papplage vorgeschrieben.

Die Hauptentlüftung geschieht durch die an den senkrechten Flächen des Dachreiters vorgesehenen hölzernen Jalousien. Zur Vermeidung einer Rauchansammlung im First des Dachreiter-Oberlichtes wurde an dieser Stelle ein weiterer, etwa 2,0 m breiter, mit Holz abgedeckter sekundärer Dachreiter mit seitlichen Entlüftungsschlitzen angeordnet (Abb. 4). Außerdem wurden zum Zwecke eines möglichst vollkommenen Rauchabzuges für etwa seitlich der beiden äußeren Gleise sich verteilende Rauchschwaden zwischen Firstauflagerung der Mansarden-Oberlichter und Traufabstützung des Holzpappdaches Entlüftungsspalte vorgesehen (Abb. 3 u. 5).

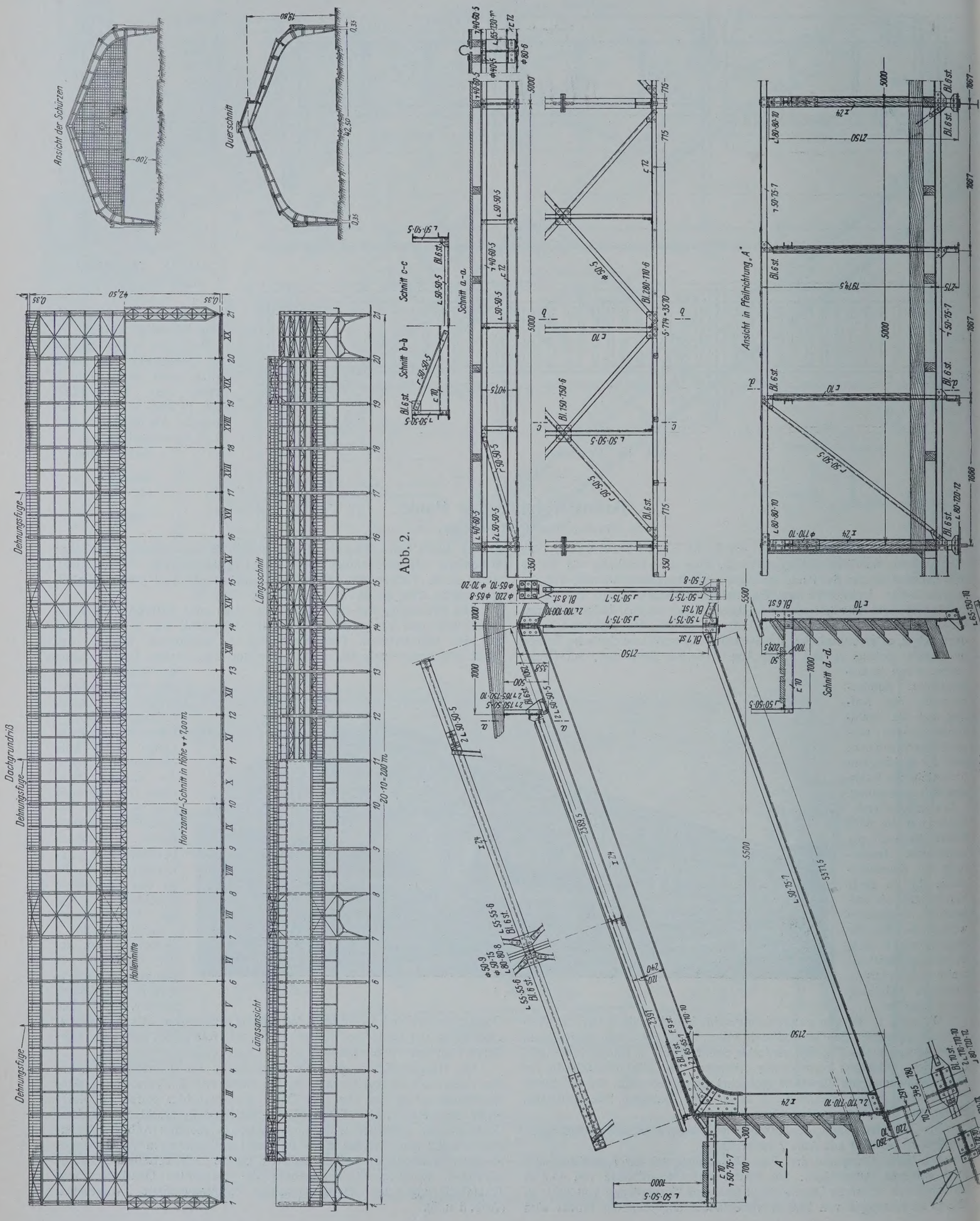

Ansicht der Schürzen
Querschnitt
Dehnungsfuge
Dachgrundriß
Horizontal-Schnitt in Höhe ▼+7,00 m
Hallenmitte
Längsschnitt
Längsansicht
Schnitt a-a
Schnitt b-b
Schnitt c-c
Ansicht in Pfeilrichtung „A"
Schnitt d-d

Abb. 2.

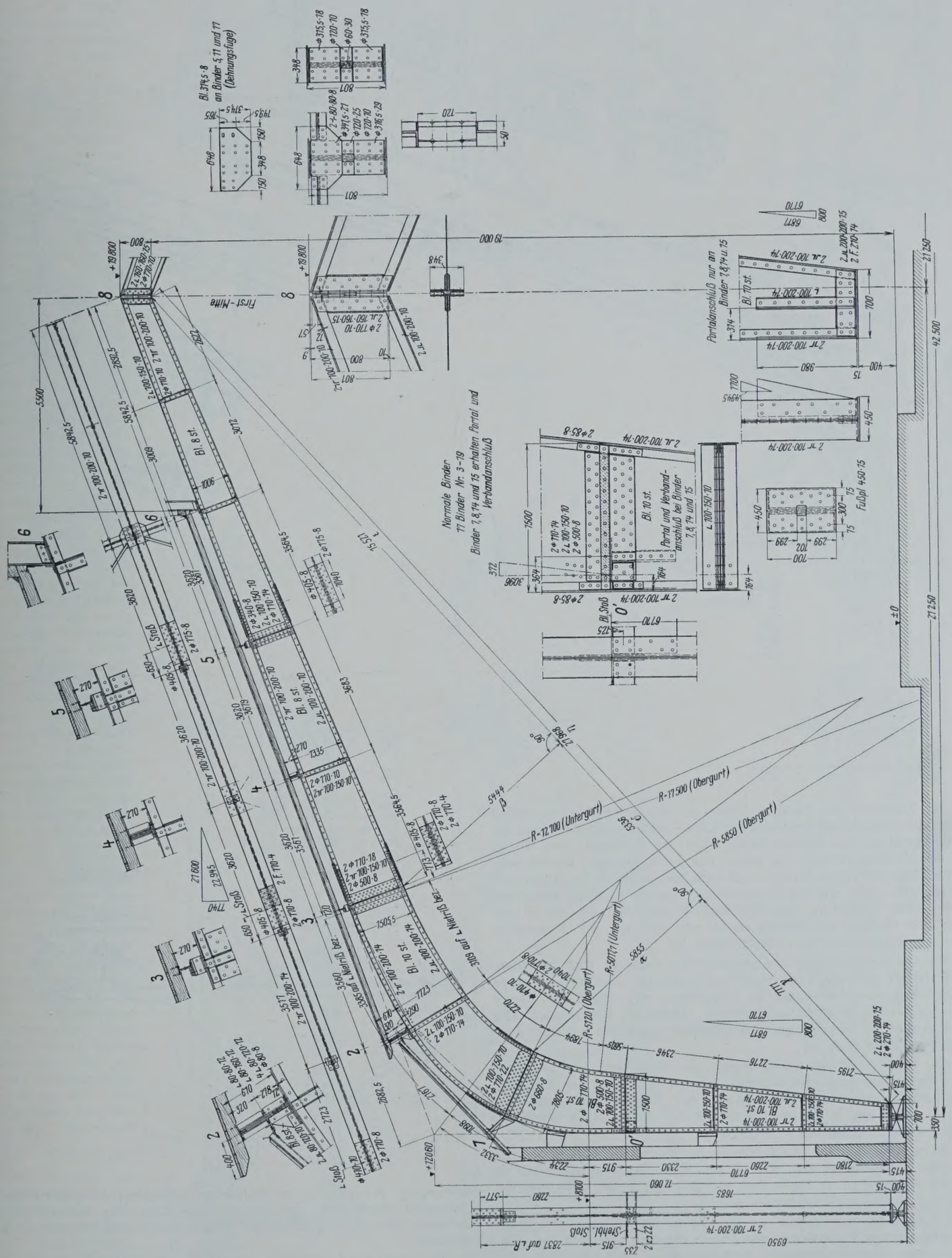

Normale Binder
17 Binder Nr. 3-19
Binder 7, 8, 14 und 15 erhalten Portal und Verbandanschluß
Portalanschluß nur an Binder 7, 8, 14 u. 15
Portal und Verbandanschluß bei Binder 7, 8, 14 und 15
Fußpl 450·15
Bl. 8 st.
Bl. 10 st.
Bl. 314,5·8 an Binder 5, 11 und 17 (Dehnungsfuge)
First-Mitte
R=12.700 (Untergurt)
R=17.500 (Obergurt)
R=5850 (Obergurt)
R=5120 (Obergurt)
R=5071,7 (Untergurt)
3109 auf ∟ Nietriß bez.
3385 auf ∟ Nietriß bez.
Stehbl. Stoß
2837 auf ∟R.

Abb. 3.

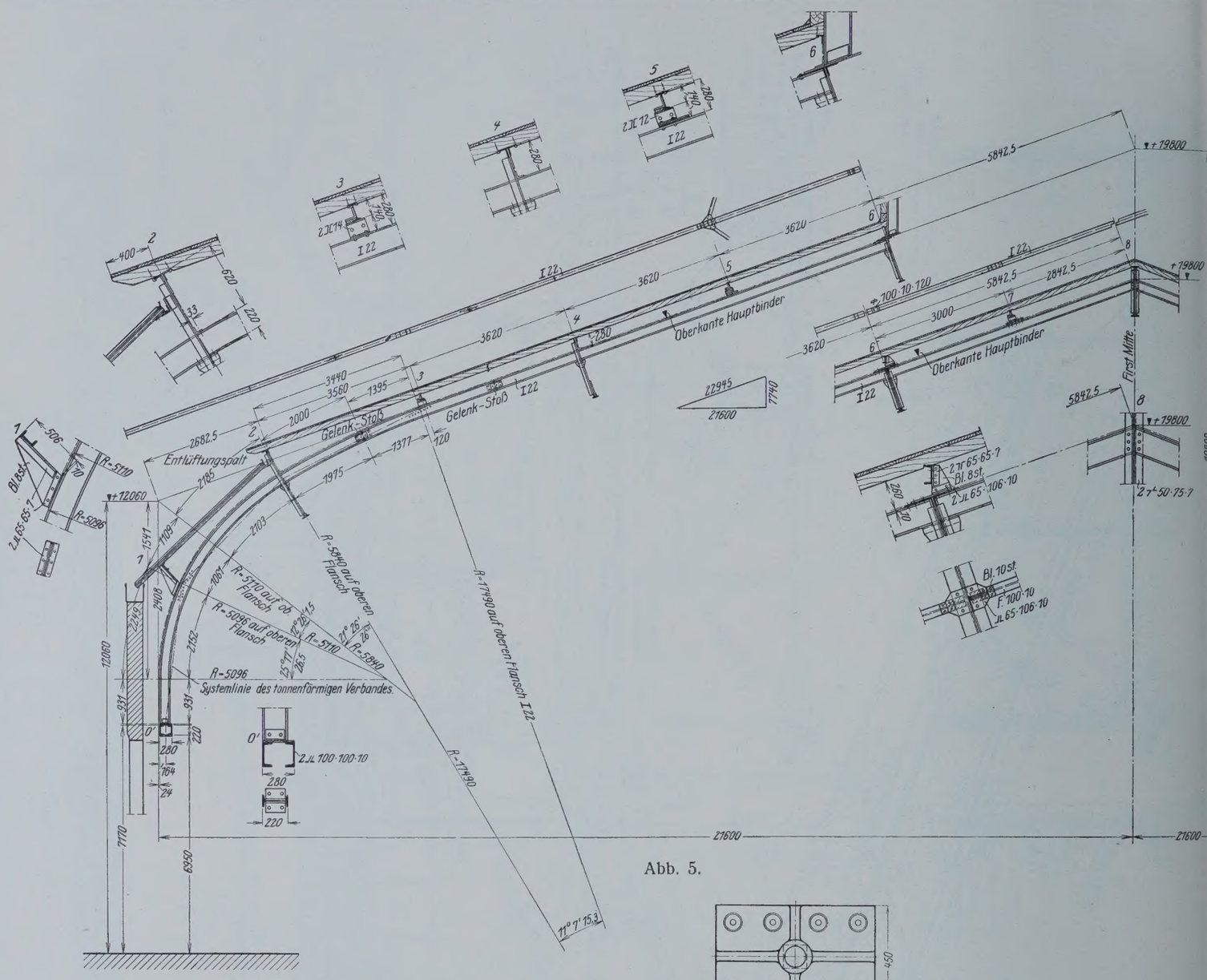


Abb. 5.

Zur Aufnahme des Holzpappdaches und der Oberlicht-Konstruktion dienen die abwechselnd vorgesehenen Gitter- und Walzträgerpfetten, die so durchgebildet sind, daß die Gitterpfetten eine Stützweite von 10,0 m und die Walzträgerpfetten eine solche von 5,0 m erhalten, so daß also, da die Binder in 10,0 m Entfernung liegen, zur Aufnahme der Walzträgerpfetten noch eine Zwischenunterstützung (Zwischenbinder) notwendig wurde. Diese besteht aus einer Walzträger-Konstruktion, die sich in ihrer Form dem Obergurt des Binders anpaßt und sich auf die Gitterpfetten bzw. Längsverbindungsträger abstützt (Abb. 5).

Für die Unterstützung der Dachreiter-Konstruktion sind besondere aus Walzeisen gebildete Dreigelenkbinder vorgesehen, die sich mit ihren Fußgelenken abwechselnd auf die Hauptbinder oder auf die an diesen Stellen liegenden Gitterpfetten abstützen. Durch die Gitterpfetten wird der Untergurt der Hauptdreigelenkbogenbinder gegen ein seitliches Ausknicken gesichert (Abb. 6).

Die Halle erhält vier tonnenförmige, der Bogenform des Obergurtes des Hauptbinders angepaßte Verbände, die zur Aufnahme der in Hallenlängsrichtung wirkenden Kräfte (Wind und Temperaturschwankungen) dienen. Diese sind so gelegt, daß sie auf der ganzen Hallenlänge den angeordneten Dehnungsfugen entsprechen.

Wenn auch bei dem hier besprochenen Stahlbauwerk Konstruktionselemente verwendet wurden, wie sie sich dem Zweck entsprechend in üblicher Art ergeben, so dürfte doch die eine oder andere Konstruktionseinzelheit in ihrer Eigenart beachtenswert sein.

Dieses trifft insbesondere zu für die in Abb. 5 dargestellte, aus Walzträgerpfetten, Gitterpfetten und Zwischenbindern gebildete Zwischenkonstruktion, deren Anordnung in Konstruktion, wirtschaftlicher und ästhetischer Beziehung sich als vorteilhaft erwies, da sie das eine Mal eine günstige Stützweite der Walzträgerpfetten, das andere Mal eine

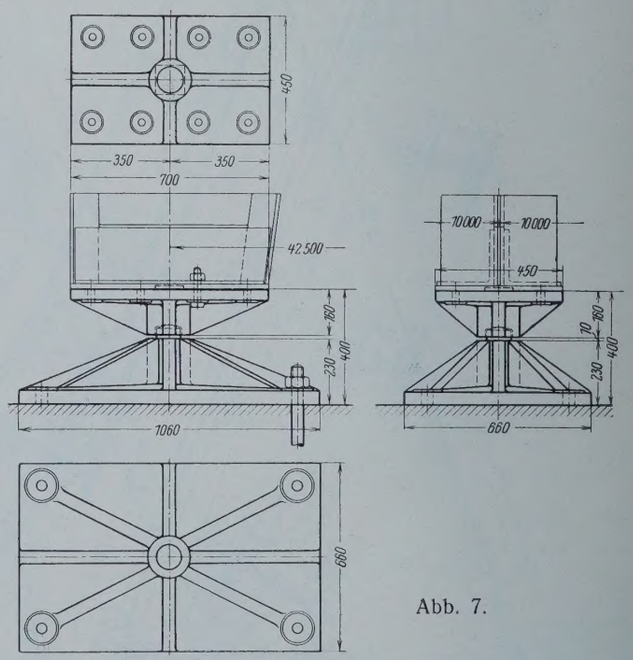


Abb. 7.

Ausrichtung der auf 10 m Stützweite schrägliegenden Gitterpfetten-Untergurte ermöglichte und weiterhin gestattete, die tonnenförmigen Verbände der scharf gekrümmten Binder-Obergurtlinie weitgehend anzupassen.

Besonders hingewiesen sei auch noch auf die konstruktive Durchbildung der in Abständen von 5 m angeordneten Dachreiter-Dreigelenkbogenbinder, die sich mit ihren Fußgelenken einmal auf die Hauptbogen-

binder, das andere Mal auf die Gitterpfetten im Anschlußpunkte der Zwischenbinder abstützen (Abb. 4).

Abb. 7 zeigt das Stahlgußfußgelenk der normalen Dreigelenkbogenbinder.

Die letzten und vorletzten Binder wurden entsprechend dem auf die Windschürze wirkenden Winddruck in ähnlicher Weise wie die normalen Binder durchgebildet. Die Schürzenkonstruktion ist an dem letzten Binder angehängt und erhält in Höhe von etwa 7,50 m über SO einen waagerecht angeordneten Windträger üblicher Ausbildung, der seine Auflagerkräfte an die an den Längswänden angeordneten Portalkonstruktionen abgibt. Die Fenster in den Schürzen wurden durch Anklemmen an die Unterkonstruktion so befestigt, daß durch etwaige Formänderungen der Binder ein Glasbruch ausgeschlossen ist.

Die Berechnung der Konstruktion wurde durchgeführt unter Zugrundelegung eines äußeren Winddruckes von 200 kg/m² und eines inneren Winddruckes von 80 kg/m² senkrecht getroffener Fläche. Den örtlichen Verhältnissen entsprechend kam eine Berücksichtigung von Schneelast nicht in Frage.

Als hauptsächlichste Beanspruchungen waren für den zur Verwendung kommenden Flußstahl St 37 vorgeschrieben: für Zug und Nutzquerschnitt 1125 kg/cm² und für Druck und den vollen Querschnitt $1125 - 5\frac{l}{i}$ kg/cm².

Das Gewicht der Stahlbauteile für die gesamte Halle beträgt etwa 800 t.

Nach der Unterzeichnung des Vertrages am 27. Oktober 1926 wurde

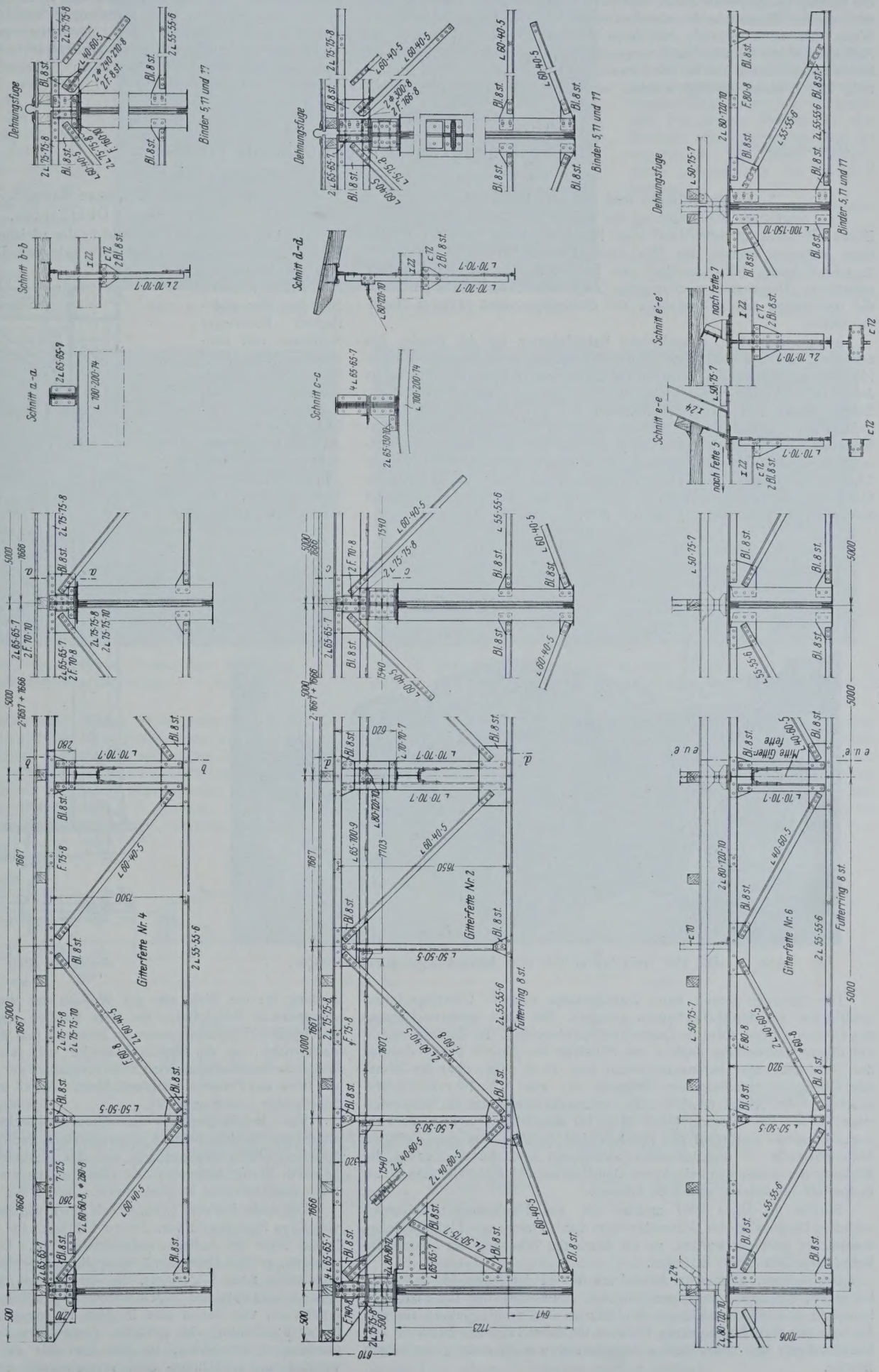


Abb. 6.

der Auftrag telegraphisch erteilt, und zwar mußten innerhalb sechs Monate nach diesem Zeitpunkte die Konstruktionsteile in Santos angeliefert sein. Wenn man berücksichtigt, daß durch die langwierige Postsendung das Auftragschreiben mit den Ausführungsunterlagen erst am 25. November 1926 in Dortmund einlief und für den Versand der Konstruktionsteile ab Bremen auch vier Wochen benötigt wurden, so ergibt sich für die Berechnung, die konstruktive Durchbildung und die Werkbearbeitung die verhältnismäßig kurze Zeit von vier Monaten, welche Lieferfrist von der Firma Aug. Klönne, Dortmund, völlig eingehalten wurde.

Durch die innerpolitischen Verhältnisse in Brasilien ist die Bahnsteighalle erst im Jahre 1928 durch einheimische Firmen aufgestellt worden.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Umbau der Havelbrücke in Potsdam.

Von Reg.-Baumeister a. D. **Werner Koch**, Berlin-Steglitz.

1. Geschichtliches und das alte Bauwerk.

Die eingleisige Weiterführung der ersten preußischen Eisenbahnlinie Berlin—Potsdam im Jahre 1846 über Potsdam hinaus bis nach Magdeburg bedingte damals den Bau einer Brücke über die Havel, die in unmittelbarer Nähe westlich des Bahnhofs Potsdam die Bahnlinie schneidet. Der damals noch geringe Zug- und Schiffsverkehr gestattete die Ausführung einer Drehbrücke mit dementsprechend geringer Durchfahrthöhe.

Infolge der stark gewachsenen Betriebslasten auf der Brücke, des erhöhten Verkehrs sowie infolge der inzwischen notwendig gewordenen Hochlegung der Strecke Potsdam—Wildpark mußte diese Drehbrücke im Jahre 1888 einem Neubau Platz machen. Diese in Abb. 1 dargestellte Brücke wurde von der Firma Beuchelt & Co., Grünberg i. Schles., ausgeführt und bestand für jedes Gleis aus vier eingleisigen, schiefen Überbauten, zwei Schwedlerträgern von je 30,80 m Stützweite und zwei beiderseits anschließenden Blechträgern mit obenliegender Fahrbahn von je 13,50 m Stützweite. Das Material war schwedisches Schweißeisen; die Querträger der mittleren Überbauten waren gelenkig am Untergurt der Schwedlerträger aufgehängt, was aus Abb. 2 ersichtlich ist.

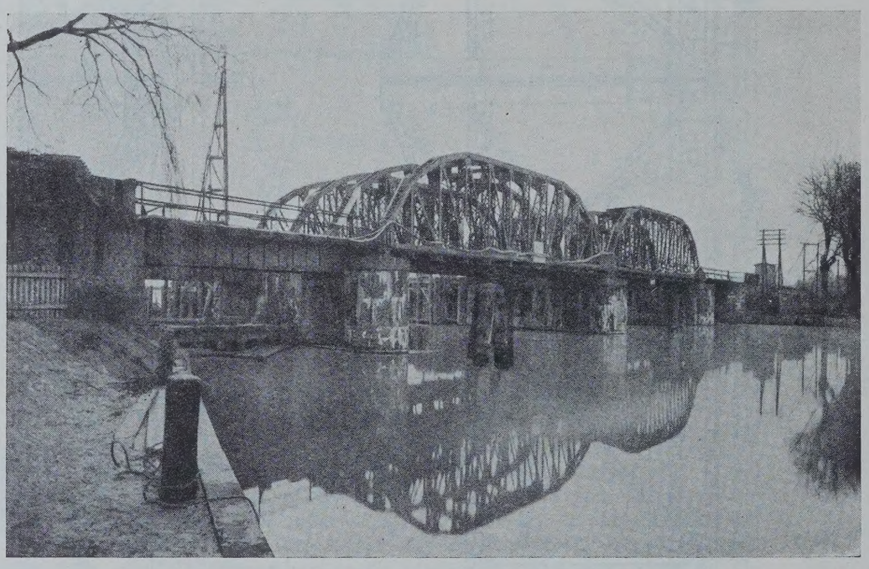


Abb. 1. Die alte Havelbrücke (bis zum Jahre 1926). Schwedlerträger.

Die Schienen waren unter Zwischenlage eiserner Unterlagsplatten unmittelbar auf den Längsträgern gelagert. Bei einer späteren Hebung des Gleises wurden hölzerne Querschwellen eingebaut. Im Zusammenhang mit dieser Gleishebung mußten die Füllstäbe des oberen Windverbandes der Schwedlerträger herausgeschnitten und durch neue, über die Ebene der Obergurte hinausragende Stäbe in der aus Abb. 18 ersichtlichen, unschönen Art ersetzt werden. Die Auflagerknotenpunkte der Schwedlerträger waren kastenförmig (Abb. 14 u. 18) ausgebildet, um jeweils zwei Lagerkörper — senkrecht zur Brückenachse in etwa 1 m gegenseitigem Mittenabstande — nebeneinander aufnehmen und damit offenbar die Wirkung der durch den gelenkigen Querträgeranschluß entfallenden Windendportale teilweise ersetzen zu können.

Bereits im Jahre 1907 mußten die aus Flacheisen bestehenden schlaffen Diagonalen der Schwedlerträger durch Einbau von Flußeisenteilen knicksicher gemacht werden, da sie durch die Erhöhung der Lokomotivlasten zum Teil Druck erhielten.

Das weitere, erhebliche Anwachsen der Betriebslasten bis zur Nachkriegszeit, die damit zusammenhängende Einführung der Lastenzüge N, E und G und die Herrichtung der Strecke Berlin—Magdeburg für den Verkehr der P 10-Lokomotiven bildeten im Jahre 1924 den Anlaß für den Umbau dieser den neuzeitlichen Anforderungen nicht mehr gewachsenen Brücke.

2. Das neue Bauwerk.

a) Die Überbauten.

Das Landschafts- und Stadtbild in der nächsten Umgebung der Havelbrücke sowie die unweit oberhalb gelegene Lange Brücke, die den einzigen Zugang für die vielen fremden Besucher der historischen Potsdamer Schlösser und sonstigen Sehenswürdigkeiten vom Hauptbahnhof zur Stadt Potsdam bildet, verlangten eine besonders gute Systemauswahl für dieses Ingenieurbauwerk. Von weiterer, ausschlaggebender Bedeutung für die Wahl war der Wunsch der Wasserbauverwaltung, den vorhandenen Mittelpfeiler bei dem Neubau wegfallen zu lassen. Dies war besonders erstrebenswert im Interesse und zur Sicherheit des ständig wachsenden, an der Brückenbaustelle sich zeitweise in beängstigender Weise zusammendrängenden Schiffsverkehrs, der sich neben Frachtschiffen vor allem aus Personendampfern, Motor-, Segel- und ungezählten sonstigen Sportbooten zusammensetzt.

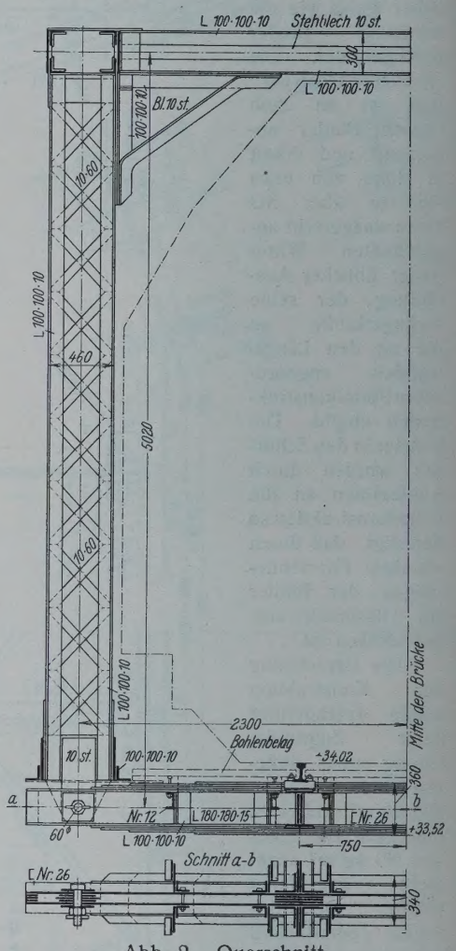


Abb. 2. Querschnitt durch die alten Schwedlerbrücken.

Vom Brückenbaubüro der Reichsbahndirektion Berlin wurden drei allgemeine Neubauentwürfe unter Assistenz der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, Werk Gustavsburg, und der Tiefbaufirma Max Hamann Baugeschäft, Berlin, aufgestellt, da eine Brückenverstärkung im vorliegenden Falle ausgeschieden werden mußte.

Der erste Entwurf (Abb. 3) sah einen vollwandigen Zweigelenkbogen von 85 m Spannweite vor, dessen Fahrbahn im mittleren Teil angehängt, in der Nähe der Auflager aufgeständert war. Er hatte den Vorteil einer einzigen, großen Durchfahrtöffnung für die Schiffahrt und erforderte zwei vollständig neue Widerlager, die die sichere Aufnahme des erheblichen Horizontalschubes der Bogen unbedingt gewährleisten mußten. Die Bohrergebnisse, von denen eins in Abb. 11 angegeben ist, ließen selbst bei bester Fundierung ein seitliches Ausweichen der Widerlager nicht ausgeschlossen erscheinen, so daß man die zu erwartende Widerlagerverschiebung schätzungs- oder versuchsweise ermitteln und bei der Be-

messung der Hauptträger hätte berücksichtigen müssen. Dieser Weg wurde nicht beschritten und der Entwurf aus begreiflichen Gründen verlassen.

Der zweite Entwurf sah einen Trapezfachwerkträger mit Unterteilung von 61 m und beiderseits anschließende Blechträger von 14,10 m Stützweite vor (Abb. 4).

Der dritte Entwurf (Abb. 5) wich von dem zweiten nur durch den statt des Trapezträgers über der Mittelöffnung vorgesehenen Langerschen Balken (durch einen Stabbogen verstärkten Blechträger) ab. Der Langersche Balken hat vor einem Fachwerkträger jeglicher Form u. a. den Vorteil eines

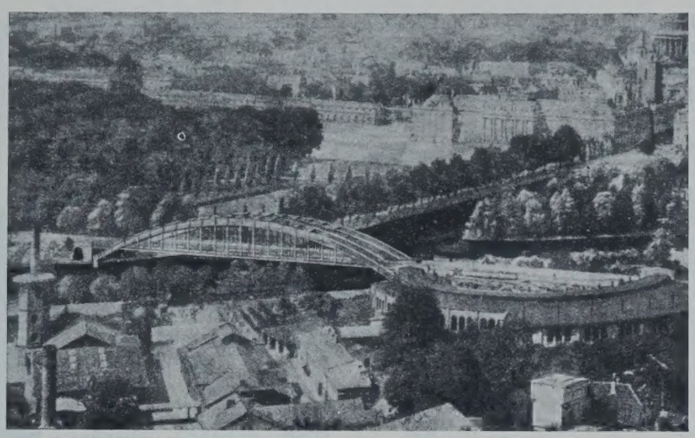


Abb. 3. Erster Neubauentwurf (Zweigelenkbogen $l = 85$ m).

von 18%, eine Zugspannung an der Streckgrenze von 2900 kg/cm² ergeben.

Das System eines Hauptträgers der Mittelöffnung zeigt Abb. 6. Die Bogenanfangspunkte des Stabbogens liegen 0,20 m unter der Oberkante des 2 m hohen Stehbleches des Balkens; die Bogenachse liegt im allgemeinen auf einer Parabel, deren Scheitel sich im Punkte 8 befindet.

Die Pfeilhöhe des Bogens $\left(f = 7{,}20\text{ m} = \frac{7{,}2}{61{,}0} \cdot l = \text{rd.}\,\frac{1}{12} \cdot l\right)$ ergab sich aus der Bedingung, daß an den Punkten 3 und 13, bei denen ein Querrahmen mit oberem Riegel ausgeführt werden sollte, die erforderliche Höhe des Lichtraumprofils unter Berücksichtigung späterer elektrischer Oberleitung vorhanden sein mußte. Während auf der rechten Seite der Parabelbogen bis zum Ende durchgeführt ist, ist auf der linken Seite mit Rücksicht auf das kurze Endfeld 0 — 1 von der Parabelform insofern abgewichen worden, als die Punkte 1 und 2 auf einen Kreisbogen gelegt sind, der sich im Punkte 3 tangential an die Parabel anschließt. Die Fachweite beträgt 3,87 m bezw. 2,95 m im Endfelde 0 — 1.

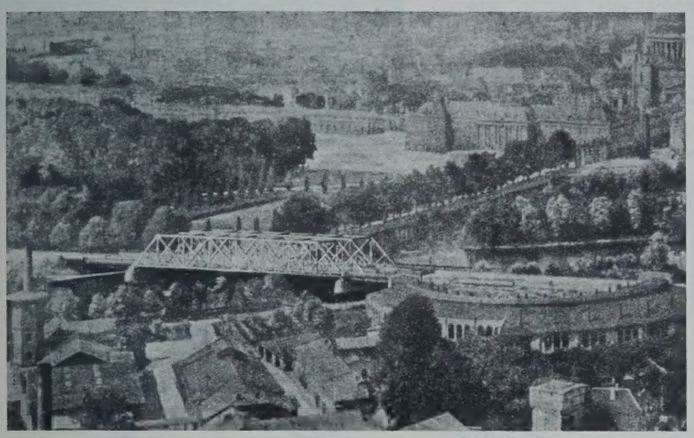


Abb. 4. Zweiter Neubauentwurf (Trapezträger $l = 61$ m, beiderseits anschließende Blechträger $l = 14{,}80$ m).

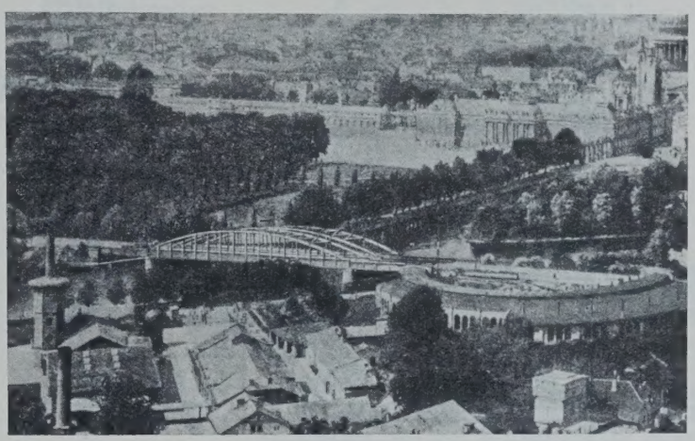


Abb. 5. Dritter Neubauentwurf (Langerscher Balken $l = 61$ m, beiderseits anschließende Blechträger $l = 14{,}80$ m). Ausgeführter Entwurf.

freieren, ungestörteren Durchblicks. Dieser letzte, unter voller Würdigung der oben angeführten Belange und unter Wahrung der konstruktiven und wirtschaftlichen Erfordernisse aufgestellte, allgemeine Entwurf war als eine technisch gute und ästhetisch sehr befriedigende Lösung der Aufgabe zu bezeichnen und wurde zur Ausführung angenommen. Die beiden eingleisigen Bauwerke, die dem Lastenzuge N genügen, besitzen je zwei Seitenöffnungen, Blechträger mit tiefliegender Fahrbahn von je 14,10 m

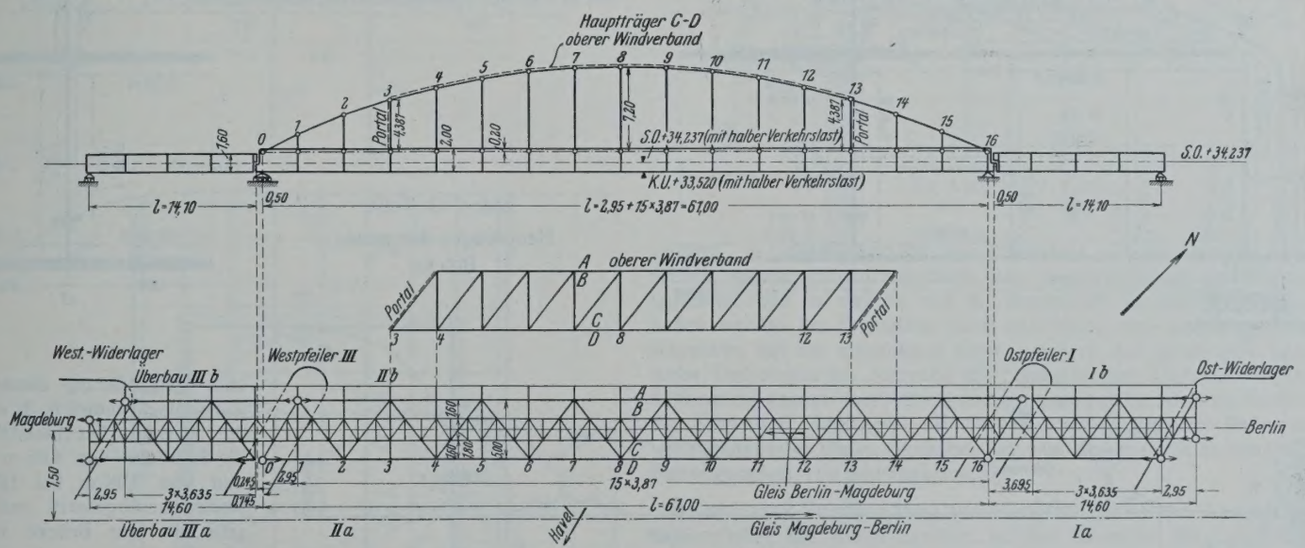


Abb. 6. System der neuen Havelbrücke.

Stützweite, und je eine Mittelöffnung von 61 m Stützweite, durch Stabbogen verstärkte Blechträger. Der Langersche Balken ist damit meines Wissens in Deutschland zum ersten Male als Hauptträgersystem für eine Eisenbahnbrücke zur Anwendung gelangt.

Als Baustoff wurde für sämtliche Teile St 48, für die Lagerkörper Stahlguß 52 · 81 verwendet. Die Materialprüfungen des St 48 haben als Kleinstwerte eine Bruchfestigkeit von 4800 kg/cm², eine Bruchdehnung

Die beiderseits anschließenden Blechträger der Seitenöffnungen haben eine Stehblechhöhe von 1,60 m und sind auf den Widerlagern beweglich und auf den Pfeilern mittelbar auf Konsolen des Versteifungsbalkens der Mittelöffnung gelagert, so daß durch die gemeinschaftliche Auflagerung der Überbauten auf den Pfeilern eine günstigere Beanspruchung der Pfeiler im Innern und des Baugrundes erreicht wurde und die Pfeiler im oberen Teile schlanker gehalten werden konnten.

Der Stabbogen besitzt einen T-förmigen Querschnitt, wie er aus Abb. 7 ersichtlich ist. Seine Herstellung ist mit den in der Werkstatt zur Verfügung stehenden Nietmaschinen unschwer; die Vernietung auf der Baustelle bot an den Knotenpunkten des Bogens teils erhebliche Schwierigkeiten, so daß mehrfach wegen der übermäßigen Schrägstellung der Döpper die Schließköpfe der Niete exzentrisch zu sitzen kamen und die Niete schließlich durch konische Schraubenbolzen ersetzt werden mußten.

Die Überleitung der Druckkräfte aus dem Versteifungsbogen in den waagerechten Balken an den Auflagern ist in geschickter Weise dadurch gelöst worden, daß der obere Teil des in halber Höhe geteilten Balkenstehblechs im Endfelde ohne Stoß in das Stehblech des Bogens übergeführt wurde (Abb. 7 u. 8).

Die Fahrbahnkonstruktion ist durch die zur Verfügung stehende, sehr geringe Bauhöhe relativ schwer ausgefallen. Die Bauhöhe beträgt nur 71 cm und stellt das Mindestmaß dafür dar; eine Vergrößerung dieses Maßes war schlecht möglich, da einerseits die geringe Durchfahrthöhe für die Schiffahrt von 4,05 m bei MW und von 2,98 m bei HW nicht weiter herabgesetzt und anderseits die zur Brücke führende, im Anschluß an den Bahnhof Potsdam von der Saarmunder Straßenbrücke an beginnende Rampe von 1 : 113 nicht ohne Schaden für die wirtschaftliche Betriebsführung der Bahn erhöht werden durfte.

Die Fahrbahn ist eine offene. Auf beiden Brücken ist Reichsober-

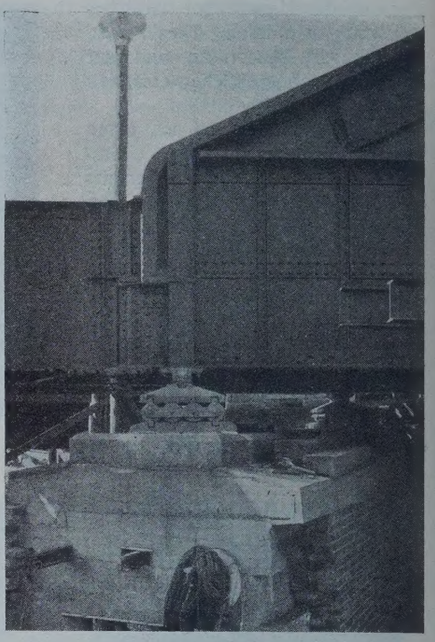


Abb. 8. Gemeinsame Auflagerung der Überbauten auf dem Pfeiler.

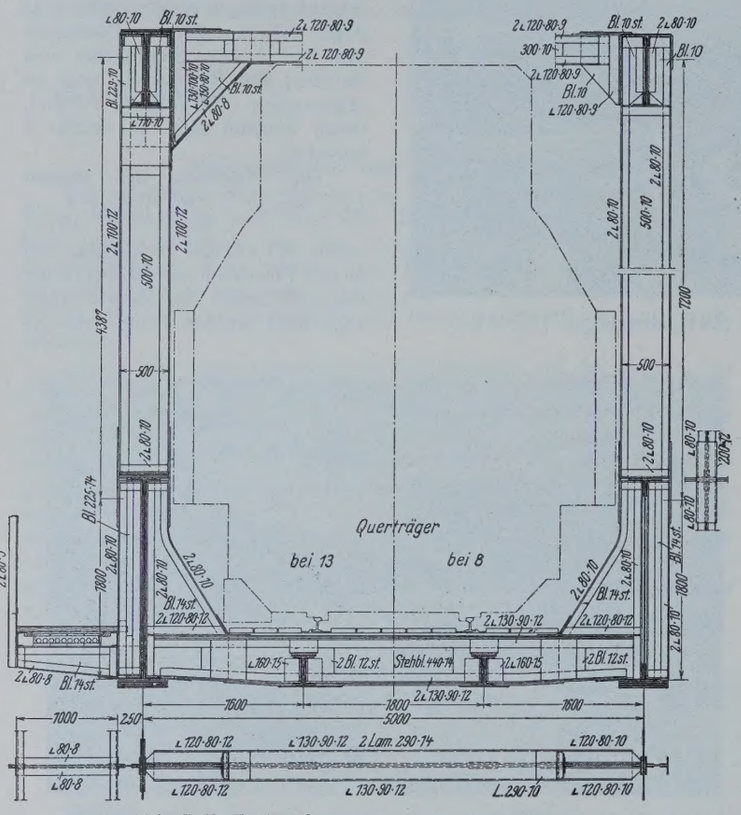


Abb. 7 (2. Teil). Querschnitt der neuen Brücke.

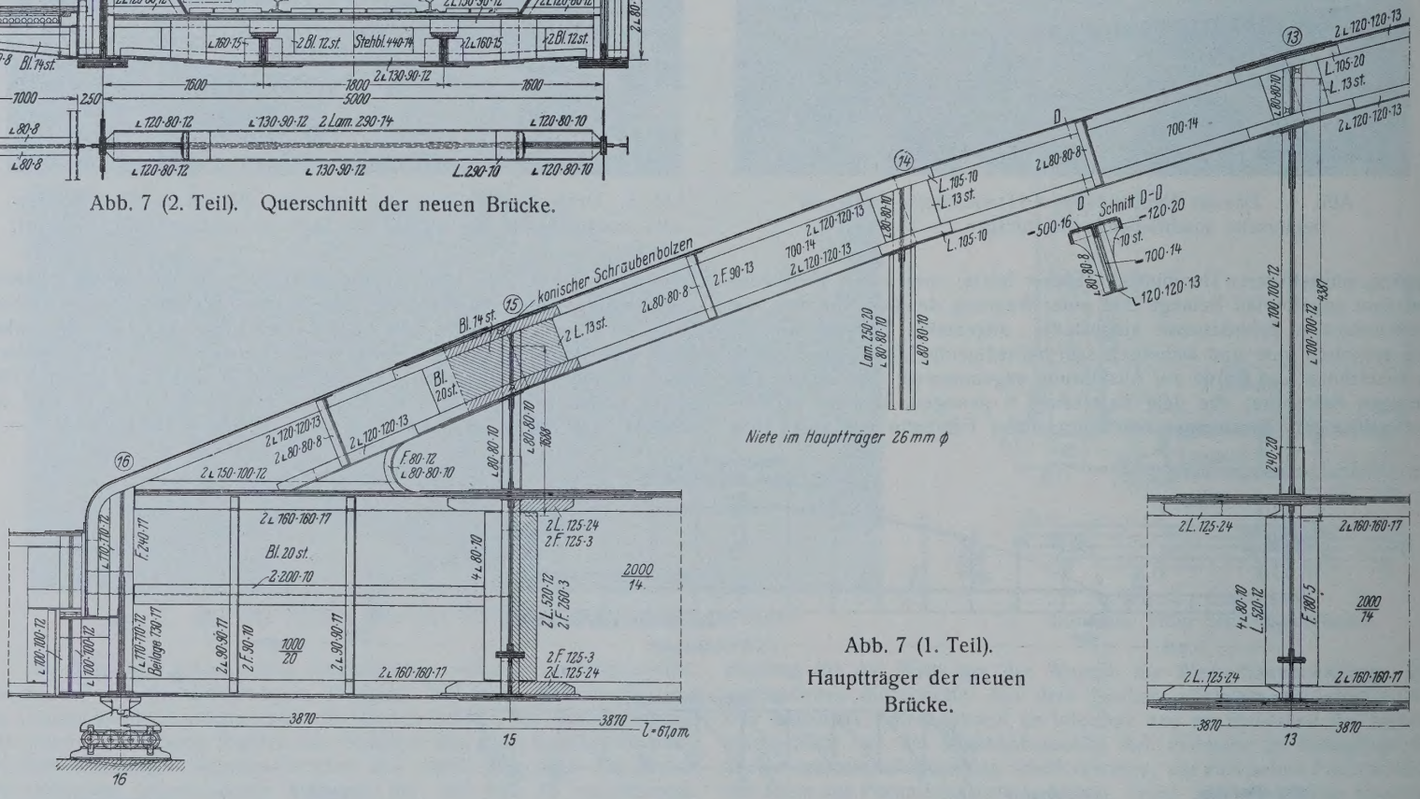


Abb. 7 (1. Teil). Hauptträger der neuen Brücke.

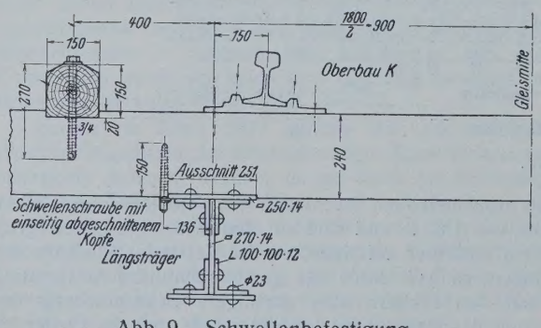


Abb. 9. Schwellenbefestigung. Bauart der Gruppenverwaltung Bayern.

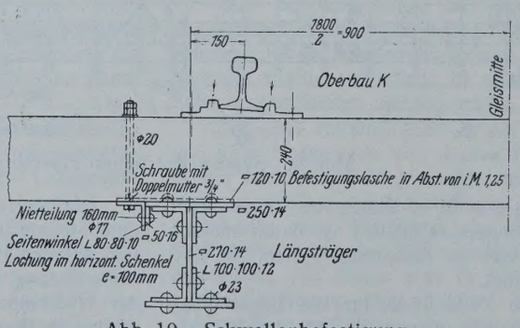


Abb. 10. Schwellenbefestigung. Bauart Kuhnke.

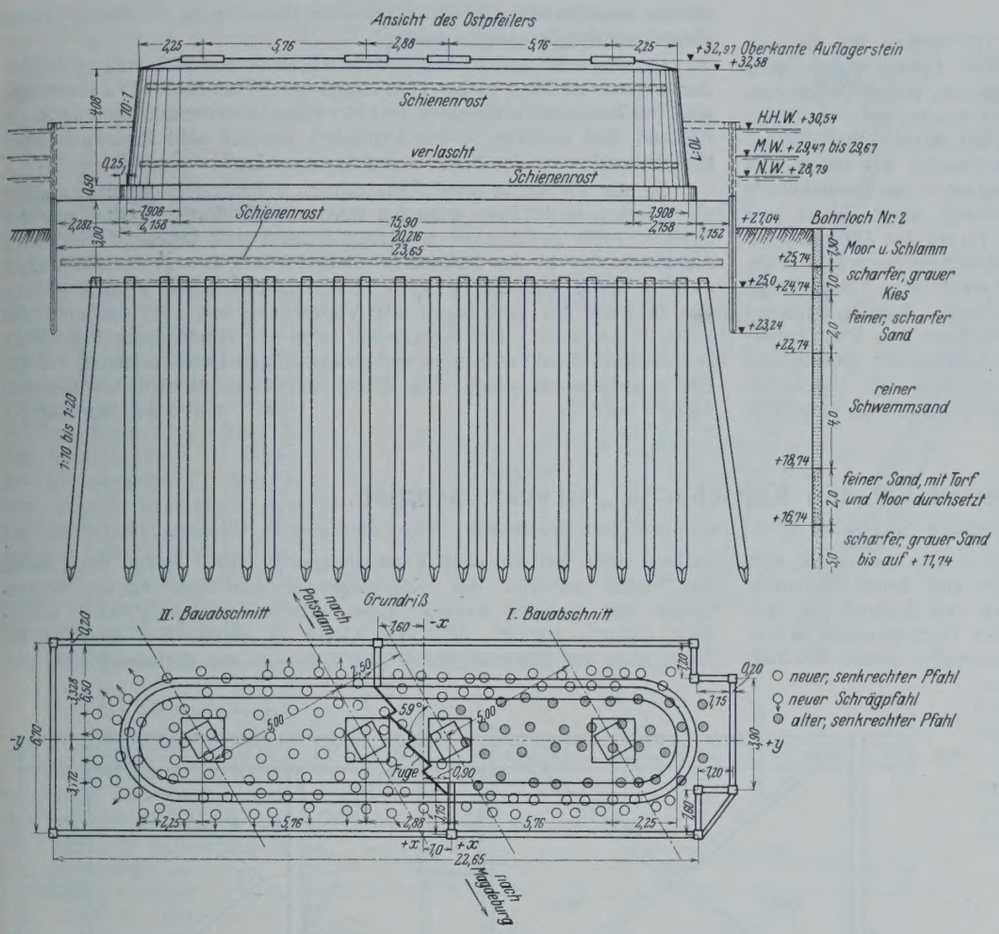
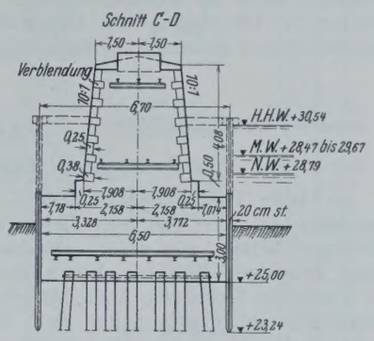


Abb. 11 (1. Teil). Pfeiler der neuen Brücke.

bau K mit Schienen S 49 (ohne Leitschienen) auf steineichenen Querschwellen von 24 cm Höhe und 26 cm Breite verlegt. Zur Herabminderung der Stöße der Betriebslasten sind zwischen Schiene und Unterlagsplatte Gewebebauplatten der Gesellschaft für Isolierung gegen Erschütterungen und Geräusche m. b. H., Berlin-Charlottenburg, eingelegt. Die Befestigung der Querschwellen auf den Längsträgern ist bei der südlichen Brücke nach der in Bayern üblichen, bewährten Art (Abb. 9), bei der nördlichen Brücke nach der Bauart Kuhnke (D.R.P.) ausgeführt worden (Abb. 10).



Zu Abb. 11 (1. Teil).

Der Hauptvorteil der bayerischen Schwellenbefestigung (Abb. 9) ist der, daß beim Entwurf keine Rücksicht auf die Lage der Schienenstöße zu nehmen ist. Eine Auswechslung einzelner Schwellen ist meines Erachtens mit denselben Schwierigkeiten verbunden, wie bei der Befestigung durch Winkel auf den Längsträgern. Die beiderseitigen, in 1,30 m Abstand von Gleismitte aufgekämmten Längsbalken stellen keinen Entgleisungschutz dar, sondern haben den Abstand der Querschwellen zu wahren und die Bremskraft zu verteilen. Gegen Abheben werden die Schwellen durch von unten eingeschraubte Schwellenschrauben mit nur einseitigem Kopf gesichert, der durch eine bezw. drei halbe Drehungen der Schraube die Schwelle zum Abheben freigibt. Die Seitenstöße werden durch die unbedingt genau zu bemessende Einkämmung der Schwellen übertragen, die bei vielen Ausführungen leider nicht in wünschenswerter Weise geschehen ist, von der aber die Bewährung dieser Befestigungsart sehr abhängig ist.

Die Bauart Kuhnke (Abb. 10) verlangt in etwa 10 cm Abstand gelochte Seitenwinkel, die, durch Laschen auf der Oberseite der Längsträger befestigt, an den Außenseiten dieser Träger verlaufen. An die senkrechten Winkelschenkel sind Flacheisen genietet; sie erzwingen eine Beteiligung auch des äußeren Winkels der Längsträger am Widerstande gegen Abbiegen bei belasteter Schwelle, da sie unter die Deckplatte der Längsträger greifen. Die Schwellenauswechslung ist meines Erachtens leichter möglich als bei der bayerischen Art; auch hier ist die Lage der Schienenstöße beim Entwurf nicht zu berücksichtigen, da innerhalb der Grenzen der 10-cm-Lochung eine beliebige Schwellenteilung möglich ist.

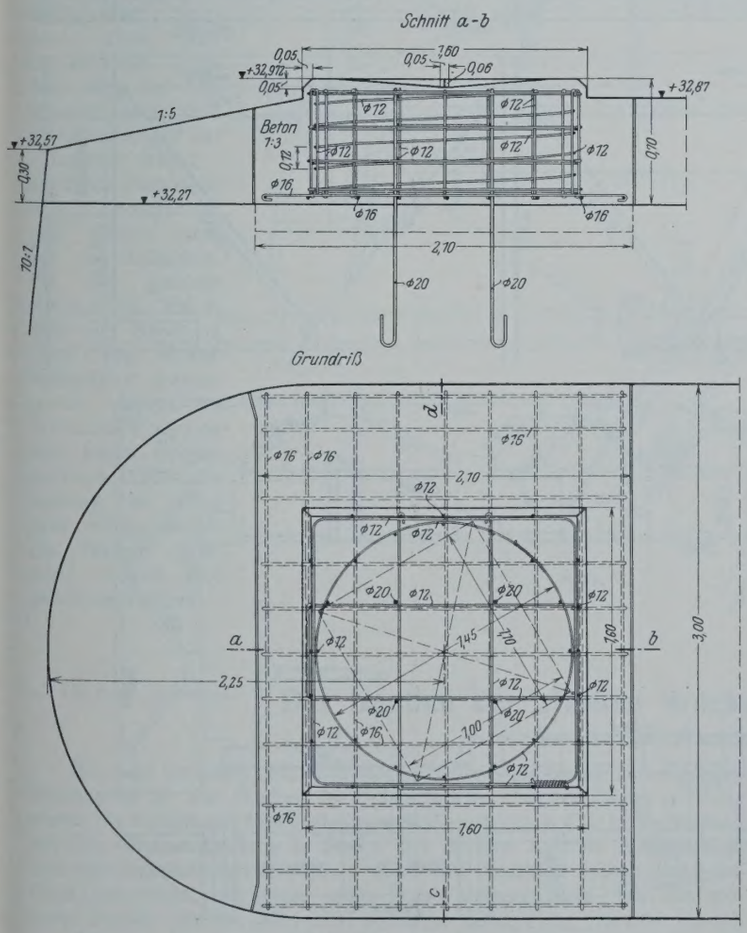
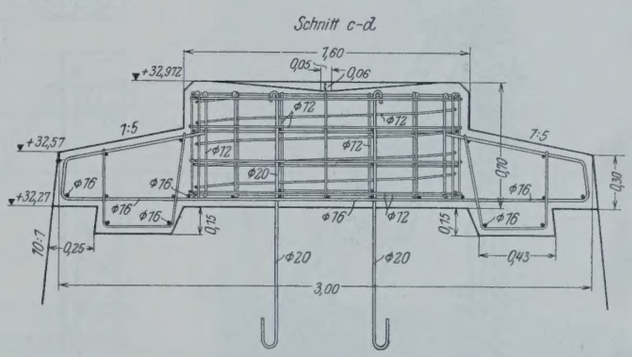


Abb. 11 (2. Teil).



Zu Abb. 11 (2. Teil).

b) Die Pfeiler.

Die Pfeiler für das neue Bauwerk (Abb. 11) mußten bis auf den Pfahlrost, der nur in dem notwendigen Umfange ergänzt wurde, vollständig erneuert werden; sie bestehen aus Stampfbeton, dessen Mischungsverhältnisse in einem folgenden Abschnitt erläutert werden, mit einer Eisenklinkerverblendung von 25 bezw. 38 cm Stärke, die 30 cm unter NW beginnt. Die Abdeckplatten bestehen in der Hauptsache aus Beton 1 : 4 mit 3 cm starkem Vorsatzbeton, der zur Erzielung einer den Eisenklinkern etwa entsprechenden, dunklen, graublauen Tönung unter Zusatz von Terrasit bereitet wurde. Die Auflagersteine (Abb. 11) mit den Abmessungen 1,60×1,60×0,70 m aus Eisenbeton 1 : 3 haben Spiralbewehrung von 12 cm Ganghöhe, außerdem Quadratbügel und sind durch vier 1,50 m lange Rundeisen mit Haken in dem Pfeilerschaft verankert. Zwecks schneller und gleichmäßiger Verteilung der Auflagerdrücke auf den Pfeilerschaft sitzen die Steine auf Eisenbetonbänken in der Abdeckplatte; diese Bänke besitzen zur Übertragung von Schubkräften Knaggen an der Unterseite. Die Pfeiler sind so bemessen, daß sie gegebenenfalls um 60 cm aufgehöht werden können, falls die sehr erwünschte Höherlegung der Bahngradiente einmal nachträglich folgen sollte.

Der Pfahlrost besteht aus kiefernen Pfählen von 30 bis 42 cm Mittendurchmesser und von 10 bis 11 m Länge unter Flußsohle. Die Pfahlköpfe sind mit Bandeisen umflochten und 30 cm tief einbetoniert. In etwa 50 cm Abstand und weiteren je 3 m Abständen darüber sind Roste aus alten Eisenbahnschienen der Form 6 und 8 angeordnet.

Da die Pfeiler in zwei Bauabschnitten hergestellt wurden, mußten die Schienen in der Fuge gestoßen werden. Die dortige Verlaschung der Schienen sollte so bemessen werden, daß durch jede Ankerlage mindestens die Hälfte der in der Längsachse eines Pfeilerteils angreifenden waagerechten Kräfte auf den anderen Pfeilerteil übertragen werden konnte, was in jeder der drei Lagen die Verlaschung von drei Schienen der Form 8 erforderte. Der unmittelbar über den Pfahlköpfen befindliche Schienenrost diente außerdem zur gleichmäßigen Druckverteilung auf die Pfähle, was sonst durch eine Eisenbetonplatte mit schlaffen Einlagen erstrebt wird. (Fortsetzung folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Fördergerüst für den Kalischacht „Niéves", Spanien.

Von Oberingenieur **Bading**, Vereinigte Stahlwerke A.-G., Dortmund, und **Dr. Roeren**, Skip-Compagnie A.-G., Essen.

Im Jahre 1927 erhielt die Skip-Compagnie A.-G., Essen, die sich besonders mit dem Bau von Gefäßförderungen und deren Nebeneinrichtungen befaßt, von einer spanischen Firma den Auftrag auf eine dieser neuartigen Anlagen. Die Ausführung des Fördergerüstes wurde der Vereinigte Stahlwerke A.-G., Abteilung Dortmunder Union, Brückenbauanstalt, als Gesellschafter der Skip-Compagnie A.-G., übertragen, die somit zum ersten Male den Bau eines dieser neuartigen Gerüste übernommen hat.

Bei den bisher üblichen Schachtförderanlagen wird bekanntlich das Fördergut in Förderwagen, die in die Förderkörbe geschoben werden, vom

Abb. 1.

Füllort zutage gebracht. Die Gefäßförderung faßt dagegen das Fördergut in einem Gefäß oder Kübel (Skip) zusammen, der unter Tage aus sogenannten Meßtaschen gefüllt und über Tage in einen Bunker entleert wird.

Man unterscheidet Kippkübel und Bodenentleerer, d. h. Gefäße, die sich durch die Art ihrer Entleerung grundsätzlich unterscheiden. Das Kippgefäß, das auch bei dieser Anlage Verwendung findet, hat insofern einen wesentlichen Einfluß auf den Bau des Fördergerüstes, als dieses an der Entleerungseite über eine größere Höhe frei von allen Verstrebungen gehalten werden muß, damit das Gefäß während des Kippvorganges aus dem Gerüst heraustreten und gekippt werden kann. Der Kippvorgang wird selbsttätig dadurch erreicht, daß das Gefäß in Höhe von etwa 14 bis 19 m über der Rasenhängebank mit Rollen in die Entladeschleifen ein-

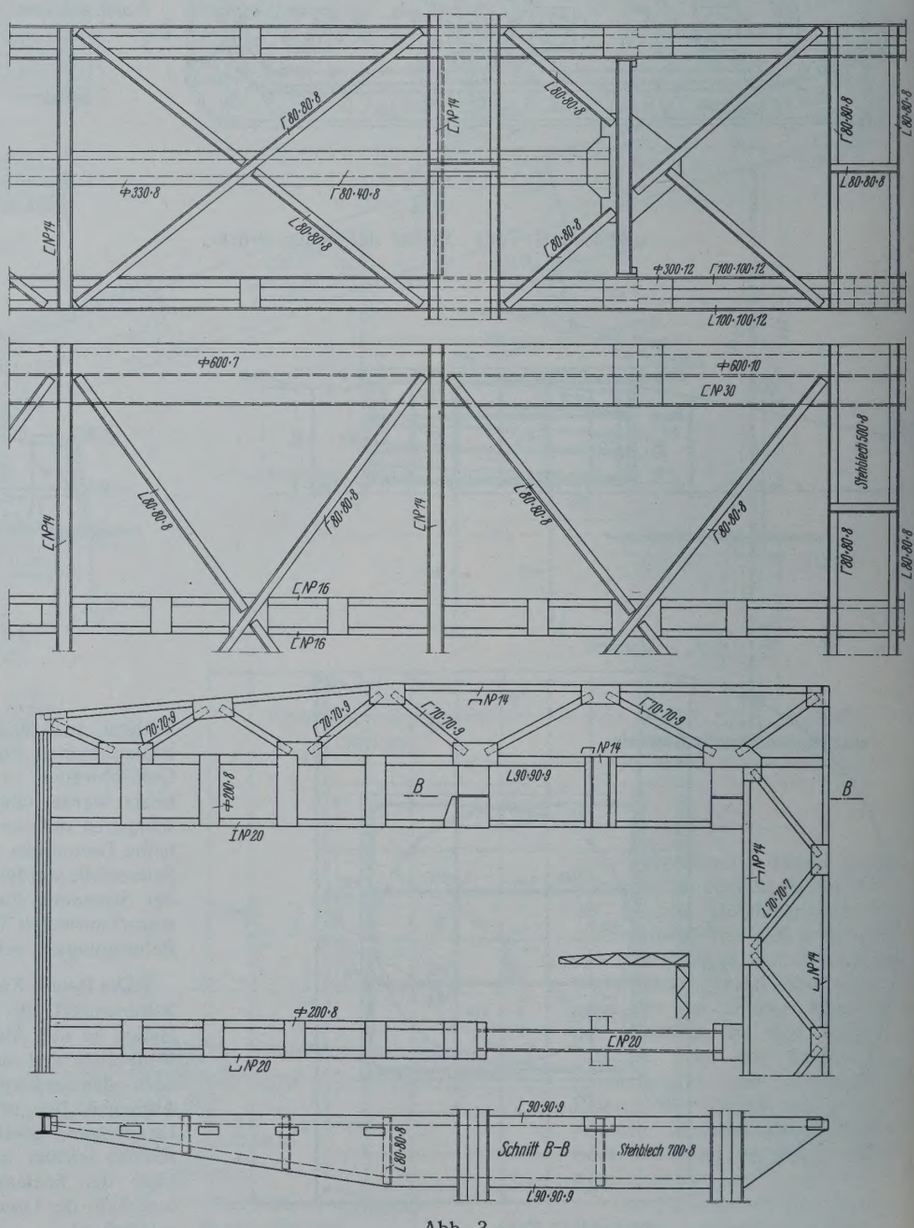


Abb. 3.

greift, bis es in eine waagerechte Lage und darüber hinaus in die Entleerungstellung gebracht ist. Dadurch wird das Gefäß vollständig entleert. Das Fassungsvermögen des Gefäßes für diese Anlage beträgt 6 t.

Das Fördergerüst dient jetzt vorläufig erst zum Abteufen des 700 m tiefen Schachtes, der in etwa 2 Jahren fertiggestellt sein soll. Aus diesem Grunde sind auch die vorerwähnten Entladeschleifen noch nicht angebracht.

In Abb. 1 bis 4 ist das Gerüst dargestellt. Abb. 1 stellt das fertig montierte Gerüst für die Abteufarbeiten dar, Abb. 2 das gesamte Fördergerüst für die endgültige Förderung, Abb. 3 das Vertikalgerüst in Höhe der Entladeschleifen, Abb. 4 den oberen Randträger der Seilscheibenbühne mit Anordnung der Abteufscheiben.

Die Eisenkonstruktion mußte für folgende Belastungsfälle untersucht werden:

1. für die Abteufarbeiten,
2. für die spätere endgültige Förderung.

Die Höhe von der Rasenhängebank bis Mitte Seilscheibe beträgt 45,0 m und bis Oberkante Aufbau 53,5 m. Das vollständige Gerüst hat ein Gewicht von 172,2 t. Die Montage ist in der Zeit vom 7. Mai bis 14. August 1928 durchgeführt worden. Zieht man in Betracht, daß von hier nur ein Monteur und zwei Facharbeiter auf der Baustelle waren, sämtliche Hilfskräfte in Spanien angenommen werden mußten, und außerdem, daß das gesamte Material rd. 250 m hoch von Hand auf einen Berg hinauftransportiert werden mußte, so ist die Montagezeit als eine sehr kurze zu bezeichnen. Für das Ausland ist diese neue Anlage wieder ein Zeichen deutscher Technik und deutschen Fleißes.

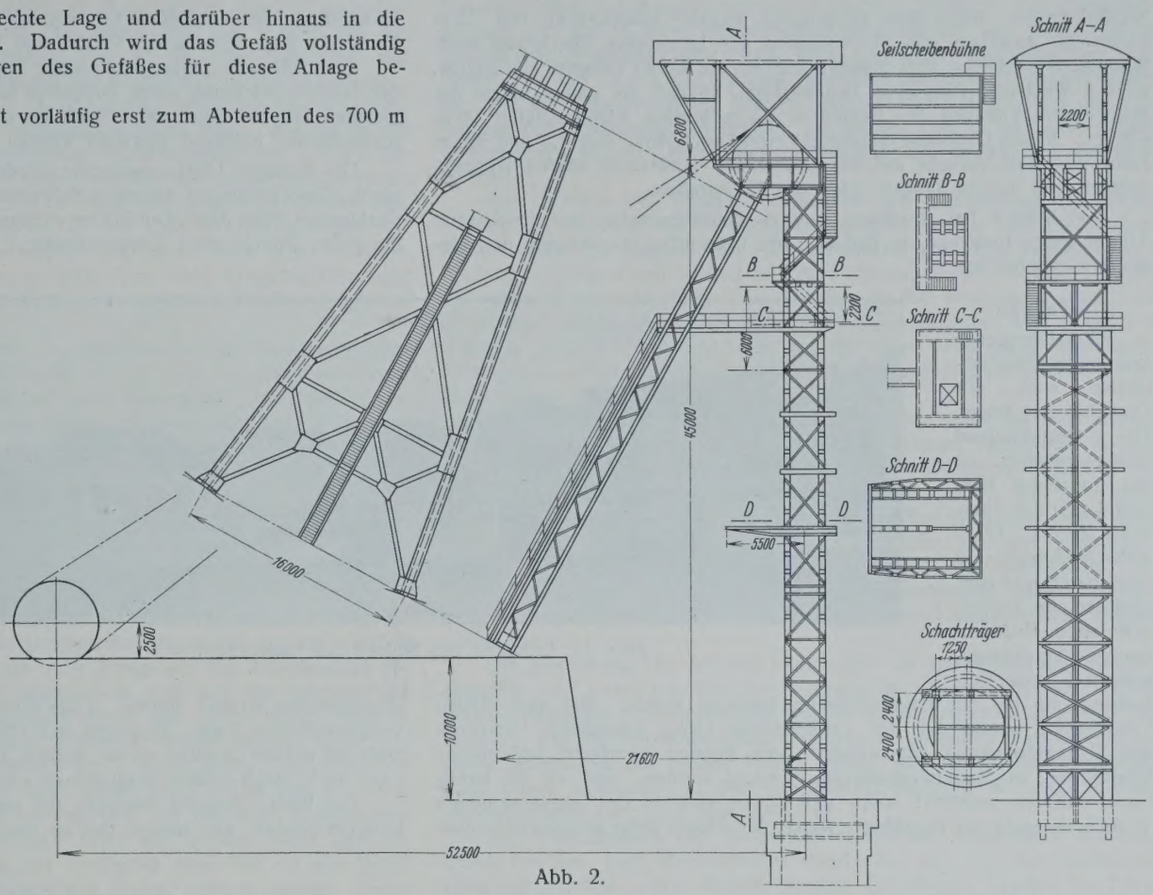


Abb. 2.

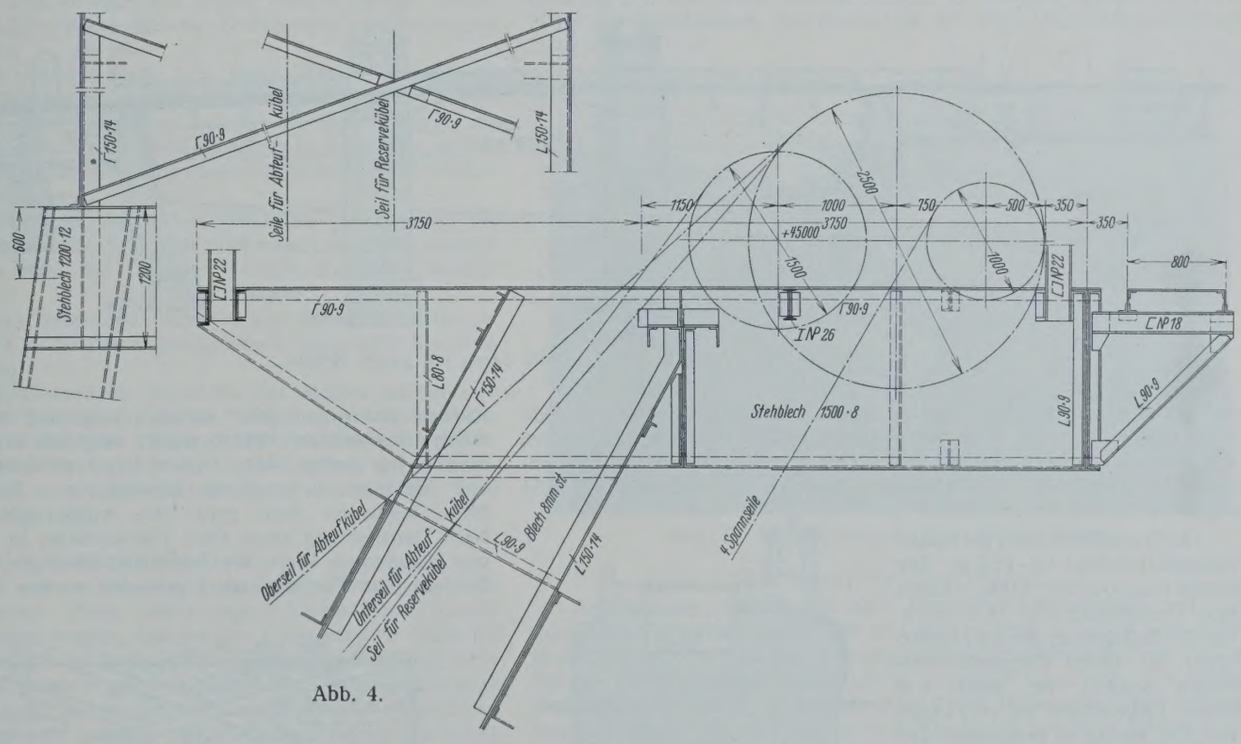


Abb. 4.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Neubau der „Hohen Brücke“ über den Elbingfluß in Elbing.

Von Dr.-Ing. **Fischmann**, Grünberg i. Schles.

Bei dem im Jahre 1922 vom Magistrat der Stadt Elbing veranstalteten Wettbewerb für den Neubau der Hohen Brücke über den Elbing in Elbing wurde die Grünberger Brückenbauanstalt Beuchelt & Co. in Verbindung mit ihrer Tiefbauabteilung in Berlin, der Berliner AG. für Eisengießerei und Maschinenfabrikation vorm. Freund und Architekt Joseph Scherer, Groß-Lichterfelde, mit einem ersten Preise ausgezeichnet. Die alte hölzerne Brücke war im Jahre 1917 teilweise durch Feuer zerstört worden und bedurfte dringend der Erneuerung. Aber erst Ende des Jahres 1924 konnte die Herstellung der neuen Brücke endgültig ausgeschrieben werden. Die Erteilung des Auftrages zog sich noch bis Anfang 1925 hin, und die Gesamtausführung wurde der Firma Beuchelt & Co. übertragen.

Beschreibung der Brücke.

Die neue Brücke (Abb. 1 u. 2) überspannt den Elbingstrom mit drei Öffnungen, von denen die beiden seitlichen in Eisenbeton ausgeführt sind und 13,5 m Lichtweite haben, während die mittlere Öffnung, die eigentliche

Schiffahrtrinne, durch eine zweiflüglige eiserne Klappbrücke von 13 m Lichtweite zwischen den Streichbalken des Leitwerkes überbrückt wird. Beiderseits schließen sich massive Rampen an, an der Ostseite von 24,0 m, an der Westseite von 23 m Gesamtlänge, so daß die ganze Länge der Brücke einschließlich der beiden je 4,5 m breiten Klappenpfeiler 96 m beträgt. In der Ostrampe vermitteln zwei Durchgänge von 3,5 und 4,0 m Lichtweite den Verkehr auf der Uferstraße. Außerdem führen Treppenanlagen von beiden Rampen nach den Uferstraßen.

Die Brücke hat durchweg 5,50 m Fahrbahnbreite und beiderseits 2,25 m breite Fußwege, so daß also die Gesamtbreite zwischen den Geländern 10 m beträgt.

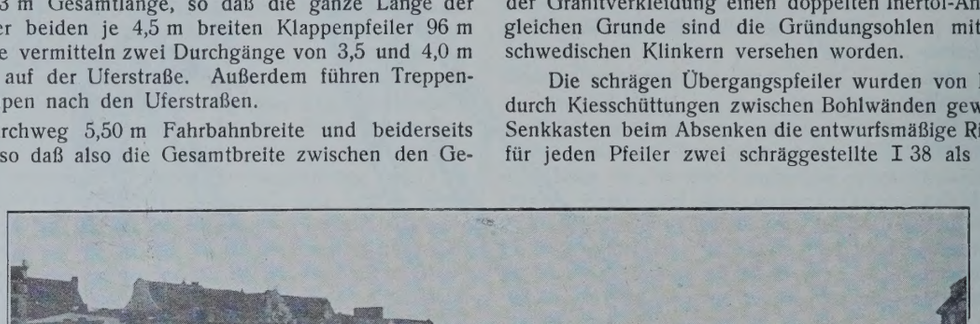


Abb. 1. Lichtbild der Brücke von unterstrom.

Pfeilerbau.

Beide Uferpfeiler und beide Klappenpfeiler sind mit Druckluft gegründet. Die Gründungsart wurde gewählt, da der tragfähige Baugrund sehr tief, nämlich 10 bis 12 m unter MW liegt, und weil man ferner Hindernisse im Boden, von alten Brückenbauten herrührend, erwartete, eine Vermutung, die bei der Bauausführung bestätigt wurde. Bei den beiden Uferpfeilern wurde das der ausführenden Firma patentierte Verfahren der Schrägabsenkung angewendet[1]). Es können hierdurch bedeutende Ersparnisse an Mauerwerkmassen gemacht werden, und es ist ferner ohne weiteres möglich, wenn der Boden sich in der angenommenen Tiefe noch nicht als tragfähig erweist, den Pfeiler tiefer abzusenken, ohne daß die Mittelkraft aus dem Kern herausfällt. Geringe, etwa nötig werdende Berichtigungen können durch Anbringen eines Tornisters erreicht werden, wie dies auch beim östlichen Uferpfeiler geschehen ist, der für eine Absenktiefe bis Ordinate — 11,09 berechnet war, aber nur bis Ordinate — 10,54 abgesenkt zu werden brauchte.

Die Grundfläche jedes der beiden Uferpfeiler beträgt 4,0 · 12,5 m. Die beiden Klappenpfeiler (Abb. 3) haben eine Grundfläche von 18,8 · 5,0 m. Für die Auflagerung der fünf Hauptträger der festen Eisenbetonüberbauten wurden die sonst 4 m breiten Pfeilerschäfte auf eine Länge von 8 m um 0,4 m verbreitert. Die Klappenkeller, deren Sohlen 0,44 m unter MW liegen, sind bis zur Höhe von + 2,02, also bis über den höchsten Hochwasserstand völlig geschlossen und mit wasserdichtem Zementputz gedichtet. Die Keller sind vom Maschinenraum aus durch einen 0,60 m breiten und 1 m hohen Gang zugänglich.

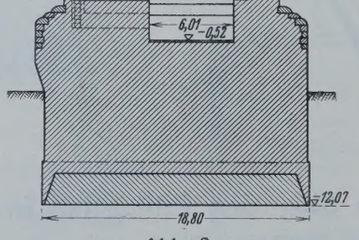


Abb. 3.
Schnitt durch den Klappenpfeiler.

Uferpfeiler und Klappenpfeiler haben in der Wasserlinie eine 2,5 m breite Granitverkleidung aus ostpreußischen Findlingen erhalten. Auch die Pfeilervorköpfe sind mit Formsteinen aus rötlichem sächsischem Granit verkleidet. Die Klappenpfeiler besitzen an den Durchfahrtseiten hölzerne Leitwerke zum Schutze der Pfeiler und Schiffe.

Zum Schutze gegen angreifende Säuren haben die Pfeiler unterhalb der Granitverkleidung einen doppelten Inertol-Anstrich erhalten. Aus dem gleichen Grunde sind die Gründungsohlen mit einer Flachschicht aus schwedischen Klinkern versehen worden.

Die schrägen Übergangspfeiler wurden von Inseln aus abgesenkt, die durch Kiesschüttungen zwischen Bohlwänden gewonnen wurden. Um den Senkkasten beim Absenken die entwurfsmäßige Richtung zu geben, wurden für jeden Pfeiler zwei schräggestellte I 38 als Führungsschienen genau der Neigung des Pfeilers entsprechend eingerammt. An diesen entlang senkte sich dann die Schneide planmäßig ab. Eine Führungsschiene des ersten Pfeilers hatte sich, wie sich später beim Absenken herausstellte, infolge der Hindernisse im Boden, verbogen, so daß das untere Ende sogar in den Senkkasten ragend angetroffen wurde und abgeschnitten werden mußte. Über Gelände hatte dabei das Eisen die vorgeschriebene Lage. Es zeigte sich übrigens, daß die Führungsschienen entbehrt werden konnten, da die sichere Absenkung in die vorgeschriebene Lage auch durch andere Maßnahmen erreichbar ist.

Der Boden bestand zunächst aus einer etwa 2 m dicken Schicht aus tonigem Schlick, der äußerst fest an den Fördergefäßen und in der Luftschleuse klebte und daher einige Verzögerung mit sich brachte, die nur durch dreischichtigen Betrieb wieder aufgeholt werden konnte. Unter dem Schlick lag grober, dann immer feiner werdender Sand mit Muscheln und klebrigen, lehmartigen Einschlüssen. Bis zur Gründungssohle hinab blieb der Sand ganz fein, wurde aber zum Schluß sauber. Nach Durchfahrung einer alten Kulturschicht, in der viele Gegenstände von historischem Wert, wie Schwerter, Rüstungen, Schlösser, zum größten Teil aus dem 15. Jahrhundert, gefunden wurden, kam in einer Tiefe von etwa 4,5 bis 7,0 m eine Schicht mit außerordentlich vielen waagerecht kreuz und quer liegenden eichenen Hölzern von 25 bis 130 cm Durchm. im Treibsand eingeschlossen. Einige Hölzer zeigten Spuren von Bearbeitung, so daß man wohl annehmen darf, daß sie von einer früheren Brücke stammen. Diese Hölzer bereiteten bei der Absenkung große Schwierigkeiten, weil jedes einzelne Holz, das unter der Schneide des Senkkastens

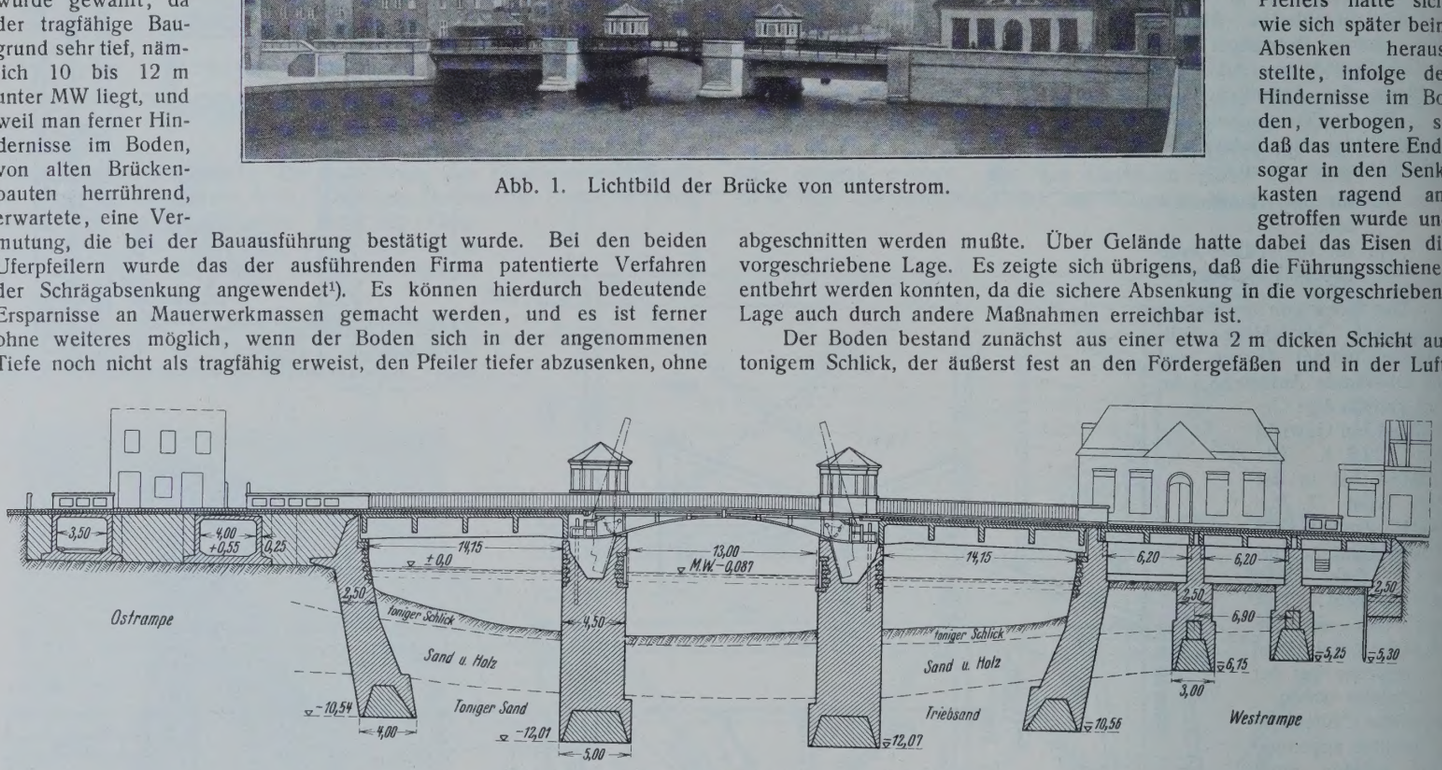


Abb. 2. Längsschnitt durch die ganze Brücke.

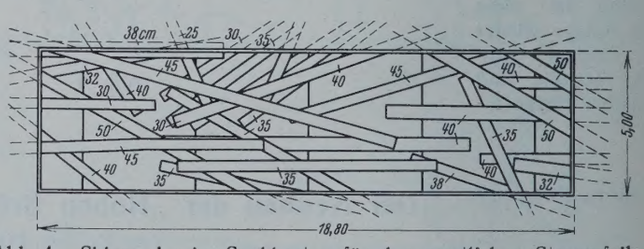


Abb. 4. Skizze der im Senkkasten für den westlichen Strompfeiler vorgefundenen eichenen Stämme.

[1]) Vgl. „Die Bautechnik" 1929, Heft 37.

lag, abgestemmt werden mußte (Abb. 4), in Anbetracht des kerngesunden Eichenholzes eine schwere Arbeit. Es zeigte sich hier wieder, daß die Druckluftgründung der einzige sichere Weg ist, bei alten Baustellen mit viel Hindernissen im Boden zuverlässig den tragfähigen Boden zu erreichen. Die Hölzer lagen so dicht, daß z. B. bei einer Pfahlgründung nur selten einmal ein Pfahl unbeschädigt heruntergekommen wäre. Als die für die Übergangspfeiler zunächst angenommene Gründungstiefe von — 8,5 m erreicht war, zeigte es sich, daß der Boden noch zu sehr mit Muscheln, Holzstückchen usw. durchsetzt war, um als Baugrund dienen zu können, und man entschloß sich, tiefer zu gehen. Es war dies bei der schrägen Absenkung statisch ohne weiteres möglich. In einer Tiefe von — 10,5 m war dann ein wenn auch feiner, so doch reiner und festgelagerter Sand erreicht, dem ohne weiteres eine Beanspruchung von 2,5 kg/cm² zugetraut werden konnte.

Besondere Beachtung verdient der Umstand, daß die Übergangspfeiler in großer Nähe von bewohnten Häusern ausgeführt wurden, über deren Gründungen keine genauen Angaben mehr bestanden. Aus Pfählen, die von ähnlichen Gründungen herausgezogen waren, mußte man vermuten, daß die Pfähle, auf denen die Häuser stehen, mit ihrer Spitze nur bis — 7 m herunter gerammt waren.

Der östliche Übergangspfeiler ist nur 7 m vom Hause Scheffner entfernt abgesenkt worden. Zur Sicherheit wurde dieses Haus durch starke Steifen abgestützt und während der Absenkungszeit von Bewohnern geräumt. Sorgfältige Beobachtungen während des Absenkens haben an dem Hause keinerlei Veränderungen feststellen können.

Noch näher stand die „Alte Börse". Unmittelbar neben diesem Gebäude wurde der westliche Übergangspfeiler abgesenkt, so daß ein Teil des etwa 2,5 m breiten Anbaues zum Freigeben des Arbeitsfeldes abgerissen werden mußte. Nicht einmal 3 m weit war die Schneide des Senkkastens vom nächsten tragenden Pfahl der Alten Börse entfernt, wobei die Schneide bis auf — 10,5 m abgesenkt wurde und die Spitze des Pfahles wahrscheinlich nicht tiefer als auf — 7,0 m steht. Zur Sicherheit wurde die betreffende Seite der Alten Börse durch 6 I 38 von je 10,5 m Länge abgefangen, die auf 50 cm starken, so tief wie möglich eingerammten Pfählen gelagert waren. Trotz der großen Nähe der Absenkung und der Gefahr, daß der Treibsand zum Teil in die Senkkasten eintreiben und den umliegenden Boden lockern könnte, wurde festgestellt, daß an der Alten Börse keinerlei Bewegungen oder Setzungen stattgefunden hatten.

Die Klappenpfeiler mußten durch 5 m tiefes Wasser hindurch abgesenkt werden. Die Senkkasten wurden auf Rammgerüsten zusammengebaut und in zehn Spindeln eingehängt und mit diesen gleichmäßig abgesenkt. Die Absenkgerüste waren verhältnismäßig leicht, jedoch in sich sehr steif und nach dem Lande hin stark verankert, so daß sie den Pfeilerlasten völlig gewachsen waren.

Die Untergrundverhältnisse waren fast genau die gleichen wie bei den Landpfeilern, nur lagern die Schichten durchweg etwas tiefer, weshalb die Klappenpfeiler bis etwa auf Ordinate — 12,0 abgesenkt werden mußten.

Der unter Luftdruck geförderte Boden wurde bei allen Pfeilern in kleine Schiffe von etwa 30 m³ Fassungsmöglichkeit, sogenannte Lommen, gestürzt und abgefahren.

Da der Elbingfluß dauernd für Seeschiffe mit Masten fahrbar sein mußte und daher kein Verbindungsteg von einem Ufer zum anderen gebaut werden konnte, mußte jede Stromseite ihre besondere Baustelleneinrichtung erhalten. Die Druckluftarbeiten wurden mit nur einem Druckluftgerät ausgeführt, und es wurden deshalb zuerst die östlichen, dann die westlichen Pfeiler abgesenkt.

Die Ost- und Westrampe.

Für beide Rampen war die Herstellung aus Bodenschüttung zwischen Winkelstützmauern geplant. Diese Ausführungsart konnte jedoch nur bei der Ostrampe beibehalten werden, bei der der Untergrund in Höhe 0,0 aus trockenem, tonigem Schlick besteht, der durch Hunderte von alten Pfahlstümpfen früherer Brückenbauten verdichtet ist. Deswegen war es möglich, Winkelstützmauern auf großen Fundamentplatten aus Eisenbeton zu gründen, die so bemessen wurden, daß die Bodenpressung den Betrag von 0,9 kg/cm² nicht überschritt.

Die beiden die Ostrampe durchschneidenden Durchgänge sind in gleicher Weise gegründet und als allseitig geschlossene Rahmen berechnet und ausgeführt. Die dadurch erreichten geringen Bauhöhen machten es möglich, für den Fußgängerverkehr Durchgänge mit ausreichender Lichthöhe zu erhalten.

Bei der Westrampe waren die Untergrundverhältnisse weniger günstig, und da die beim Absenken der Hauptpfeiler vorgefundenen Hindernisse auch im Baugrunde der Rampe erwartet werden mußten, war die beabsichtigte Pfahlgründung der Winkelstützmauer von vornherein ausgeschlossen. Nach eingehenden Untersuchungen und Erwägungen wurde von der Bauverwaltung ein Entwurf zur Ausführung bestimmt, der die Westrampe in drei Brückenöffnungen auflöste. Die dazugehörigen drei Eisenbetonüberbauten lagern auf dem westlichen Uferpfeiler, zwei Zwischenpfeilern, die auf je zwei kleinen Druckluftsenkkasten von je 3,0 · 3,0 m Grundfläche gegründet sind, und dem westlichen Endwiderlager, das ebenso wie die Bauten der Ostrampe auf einer Fundamentplatte gegründet ist. Bei der Absenkung der kleinen Senkkasten bestätigte sich die Vermutung der Hindernisse im Boden. Es mußten eine ganze Reihe starker waagerechter Hölzer unter den Schneiden der Senkkasten beseitigt werden.

Aus Gründen des besseren Aussehens und einheitlicher Architektur wurden als Seitenwände Blendmauern eingezogen, so daß die Außenflächen völlig geschlossen sind. Die Blendmauern sind freitragend an den Pfeilern aufgelagert und reichen mit ihrer Unterkante bis Ordinate — 0,50, also etwa 60 cm unter MW. Um in die von der Westrampe gebildeten Hohlräume hineinzukommen, sind an der Südseite der westlichen Öffnung eine Tür und in den auf je zwei Senkkasten stehenden, freitragenden Pfeilerschäften sechseckige Öffnungen zum Durchkriechen angeordnet.

Der westliche Übergangspfeiler war schon abgesenkt, als man sich zu der oben beschriebenen Bauart für die Westrampe entschloß. Er war daher auch so bemessen, daß er den vollen Erddruck der mit Erde angefüllten Westrampe aufnehmen konnte. Da diese Kraft nun in Wegfall kam, wurde der waagerechte Erddruck auf das Endwiderlager durch zwei Eisenbetonsteifbalken vom Querschnitt 50/50 cm auf den Übergangspfeiler übertragen. Hierdurch wurden die bei der Berechnung des Übergangspfeilers angenommenen statischen Verhältnisse nahezu wiederhergestellt und gleichzeitig das Endwiderlager von waagerechten Kräften entlastet.

Die Absenkung der kleinen Senkkasten für die Westrampe geschah ebenfalls von Land aus, das durch Anschütten gewonnen war. Sofern keine Hindernisse im Boden waren, wurden Absenkungen bis zu 2 m je Tag erreicht. Da die Bodenbeanspruchungen unter diesen Senkkasten nur die Hälfte derjenigen der großen Pfeiler betrug und die Bodenschichtungen noch höher lagen als bei den Uferpfeilern, begnügte man sich mit Absenkungstiefen bis — 3,5 bzw. — 6,0 m.

Die Blendmauern der Westrampe sollten bis Ordinate — 0,5 nach unten reichen. Der Wasserspiegel stand aber zur Zeit der Ausführung etwa auf Ordinate + 0,0, deshalb wurden die unteren Streifen von 0,6 m Höhe der Blendmauern aus Eisenbeton auf dem Lande hergestellt und fertig versetzt.

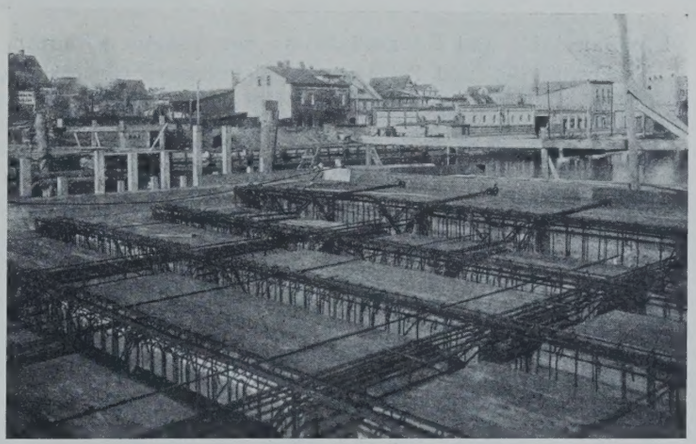


Abb. 5. Eisenflechtwerk einer Seitenöffnung.

Die massiven Überbauten.

Die massiven Überbauten sind Eisenbeton-Plattenbalken mit auskragenden Fußgängerstegen. Die fünf Balken (Abb. 5) haben eine Stützweite von 14,15 m und liegen in gegenseitigen Entfernungen von 1,65 m. Die drei mittleren Balken haben 0,35 m Breite und 1,4 m Höhe, die beiden Randbalken 0,38 m Breite und ebenfalls 1,4 m Höhe. Die Platte hat eine tragende Stärke von 0,18 m und ist in Abständen von etwa 3,64 m durch Querträger zwischen den Balken unterstützt. Über der Platte liegt eine Asphaltfilzisolierung, darüber eine Beton-Schutz- und Ausgleichschicht und der Fahrbahnbelag aus Granitkleinpflaster.

Zur Übertragung der Auflagerkräfte auf die Pfeiler dienen Gußstahllagerkörper. Auf den Klappenpfeilern liegen die festen, auf den Uferpfeilern die beweglichen Lager, letztere als Gleitlager ausgebildet.

Die festen Lager ruhen auf der bereits erwähnten ausgekragten Auflagerbank der Klappenpfeiler auf, während auf den Uferpfeilern granitene Auflagerquader zur Unterstützung der Lagerkörper vorgesehen sind.

Über den beweglichen Lagern befinden sich als Brückenauszüge eiserne Schleppblechkonstruktionen, desgleichen zwischen je zwei Überbauten der Westrampe, die jedoch als 10 cm starke Eisenbetonplatten ausgebildet sind.

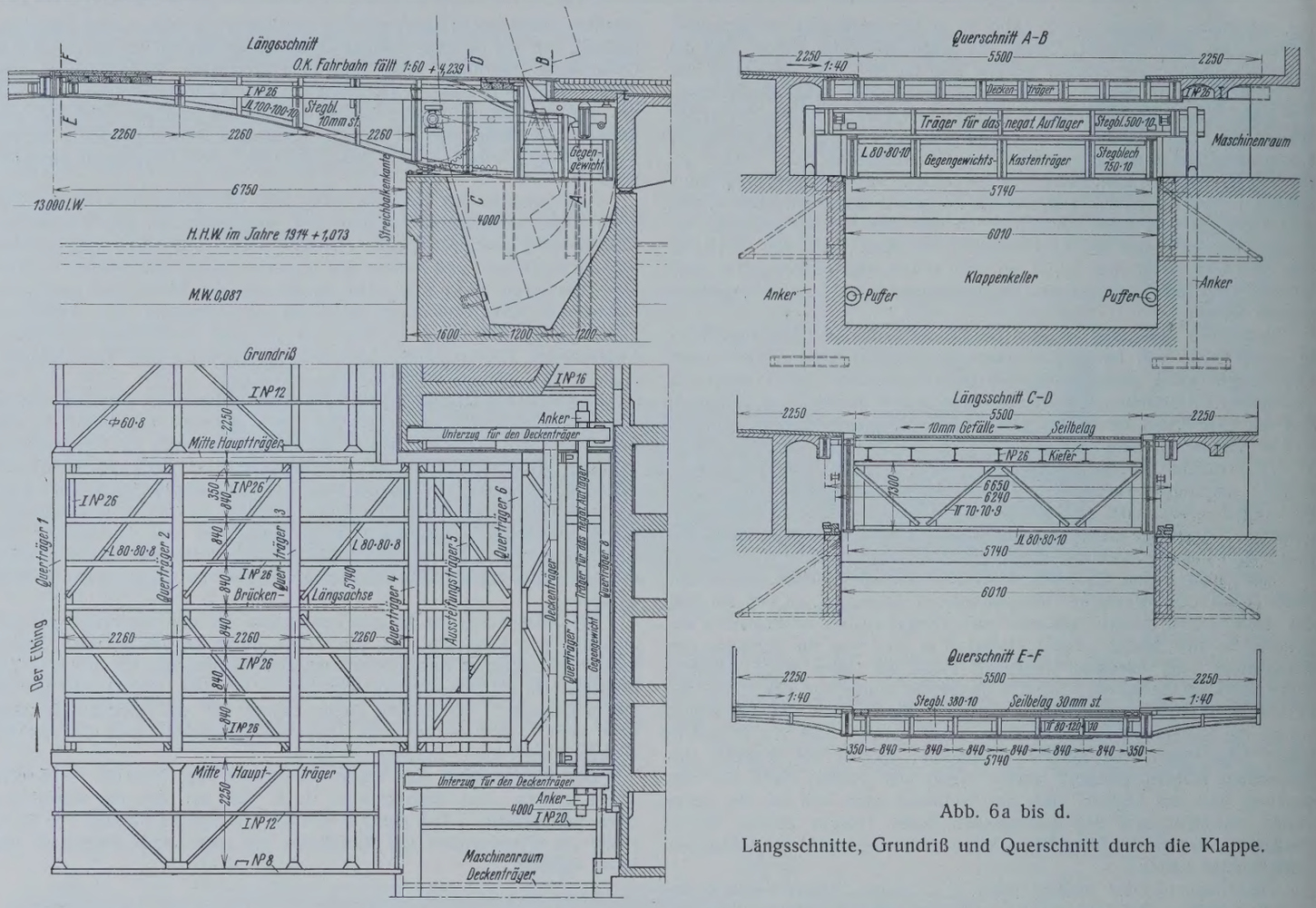


Abb. 6a bis d.

Längsschnitte, Grundriß und Querschnitt durch die Klappe.

Die Baustoffe und Bauausführung der massiven Bauten.

Als Zuschlagstoff zum Beton wurden einheimischer Grubenkies bis etwa 10 mm Korngröße und Granitsteinsplitt verwendet, der aus ostpreußischen Findlingen geschlagen war. Die Mischungsverhältnisse für die verschiedenen Bauteile waren im Hinblick auf die schlechte Beschaffenheit des einheimischen Kieses verhältnismäßig fett, nämlich für

Druckluftsenkkasten	. . . .	1	T.	Zement,	3	T.	Kiessand,	2,5 T. Splitt
Pfeilerbeton	. . . . .	1	„	„	3	„	„	3 „ „
Eisenbeton f. d. Überbauten	.	1	„	„	2	„	„	2 „ „

Der Beton für die Pfeiler wurde während des Absenkens als Stampfbeton zwischen einer Verblendung von Betonkunststeinen eingebracht. Der aufgehende Beton über der Granitsteinverkleidung ist zur Vermeidung von Stampffugen durchweg in plastischem Zustand eingebracht. Zur Einschalung sind einheitlich Bretter von 30 mm Stärke benutzt, die durch Kanthölzer 10/10 cm in Abständen je nach der Druckhöhe gehalten wurden. Die Kanthölzer 10/10 cm stützten sich gegen stärkere Hölzer, die durch Steifen oder eiserne Anker befestigt wurden. Die Schalgerüste für die Stromüberbauten standen auf Rammpfählen. Jeder Überbau wurde nach Fertigstellung des Eisenflechtwerks an einem Tage hintereinander betoniert.

Die eiserne Klappbrücke.

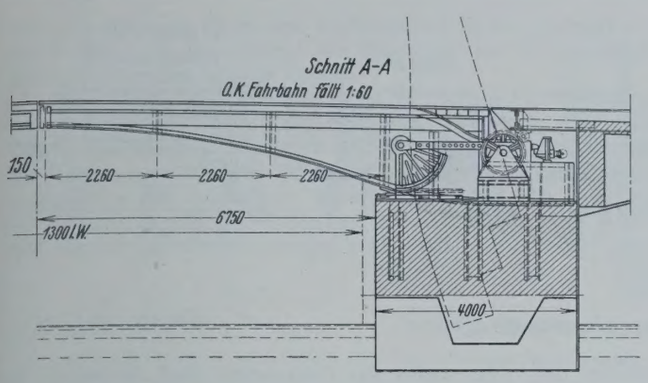
Die Schiffahrtöffnung ist durch eine zweiflügelige Rollklappbrücke Bauart Scherzer überbrückt. Zweiflügelige Klappbrücken haben gegenüber einflügeligen mehrfache Vorzüge. Die statischen Verhältnisse gestatten es, dem Überbau im geschlossenen Zustande eine bogenbrückenähnliche Gestalt zu geben, so daß die Durchfahrthöhe in der Mitte vergrößert wird und daher auch große Fahrzeuge ohne Öffnung der Klappe durchfahren können. Ein weiterer Vorzug ist, daß beim Öffnen der Klappen die Durchfahrt schneller freigegeben wird, da sich die Brücke sofort an der richtigen Stelle, d. h. in Durchfahrtmitte öffnet. Die rasche Freigabe der Durchfahrt wird noch dadurch unterstützt, daß die Brücke beim Öffnen zurückrollt und sich die Vorderarme nicht nur heben, sondern auch gleichzeitig in waagerechter Richtung voneinander entfernen. Es ist daher nicht notwendig, daß die Brücke jedesmal bis zur vollen Endlage geöffnet wird, sondern es kann vom Brückenwärter beurteilt werden, ob nicht zuweilen eine geringere Öffnung genügt.

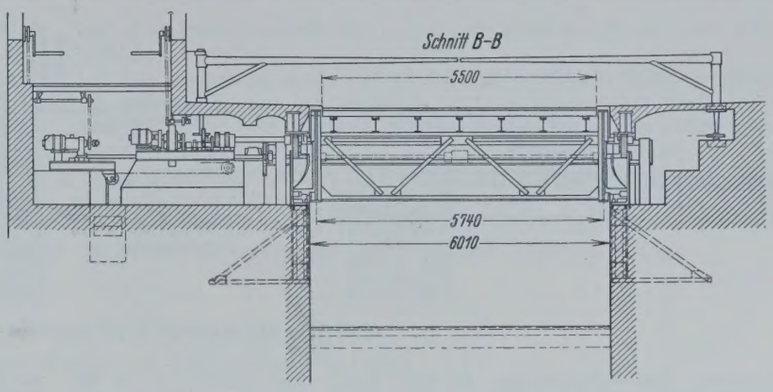
Das in den Abb. 6a bis d dargestellte Tragwerk der beiden Brückentafeln besteht aus zwei unter der Brückenbahn liegenden vollwandigen Hauptträgern mit zwischenliegenden Quer- und Längsträgern und seitlich auskragenden Fußweg-Freiträgern. Quer- und Längsträger tragen die Fahrbahndecke, die aus einem unteren 12 cm starken kiefernen und darüber aus einem 6 cm eichenen Bohlenbelag besteht. Als oberste Decke ist ein 3 cm starker Belag aus geteerten Hanfseilgurten mit geschmiedeten Nägeln aufgenagelt, der mit einem Straßenkitt vergossen ist. Für die Fußwegabdeckung ist ein ebenfalls eichener, 6 cm starker Bohlenbelag vorgesehen.

Die vier Hauptträger gliedern sich in je einen 7,25 m langen Vorderarm und einen 3,60 m langen Hinterarm. Da die Hinterarme nur etwa halb so lang sind als die Vorderarme, müssen sie zum Gewichtsausgleich durch Gegengewichte belastet werden. Das Gegengewicht besteht zum größeren Teil aus Brockeneisenbeton mit einem Einheitsgewicht von etwa 4,6 t/m³, zum Teil aber auch aus gußeisernen Formstücken, um größere Gewichte auf geringeren Raum unterbringen zu können. Die am Hinterarm angebrachten Maschinenteile des Antriebs wirken ebenfalls als Gegengewichte.

Jeder der beiden Brückenflügel ruht auf zwei seitlich an den Hauptträgern befestigten Rollscheiben, deren Achse mit der Schwerachse des Flügels zusammenfällt. Die Rollscheiben werden also mit dem Gesamteigengewicht der Brücke belastet. Beim Öffnen der Brücke rollen sie auf einer Rollbahn zurück, wobei eine seitlich angebrachte Verzahnung zur Führung dient. 150 mm vor dem Berührungspunkte der Rollscheiben im geschlossenen Zustande sind unter den Hauptträgern Drucklager angeordnet, die durch eine Keileinstellung so eingestellt werden, daß sie bei unbelasteter Brücke gerade mit leichtem Druck anliegen. Sobald die Brücke durch Verkehrslasten belastet wird, setzen sich die Hauptträger auf diese Drucklager auf, während gleichzeitig negative Lager am Hinterarm in Wirksamkeit treten. An den Enden der Vorderarme befindet sich eine Fingerverriegelung, die beim Schließen der Brücke von selbst in Tätigkeit tritt. Die Wirkungsweise dieser Verriegelung (Abb. 8) ist wechselseitig, so daß keiner der Flügel sich heben oder senken kann, ohne den anderen mitzunehmen. Demgemäß bildet die Brücke im Verkehrzustand einen Träger auf vier Stützen mit Mittelgelenk, also ein einfach statisch unbestimmtes Tragwerk.

Die Eigenart der Rollklappbrücke bringt es mit sich, daß der Spalt zwischen fester und beweglicher Fahrbahn über den Hinterarm zu liegen kommt. Es können demnach auch Teile der Hinterarme durch Verkehrslasten belastet werden, unter deren Einfluß die Brücke sich selbsttätig





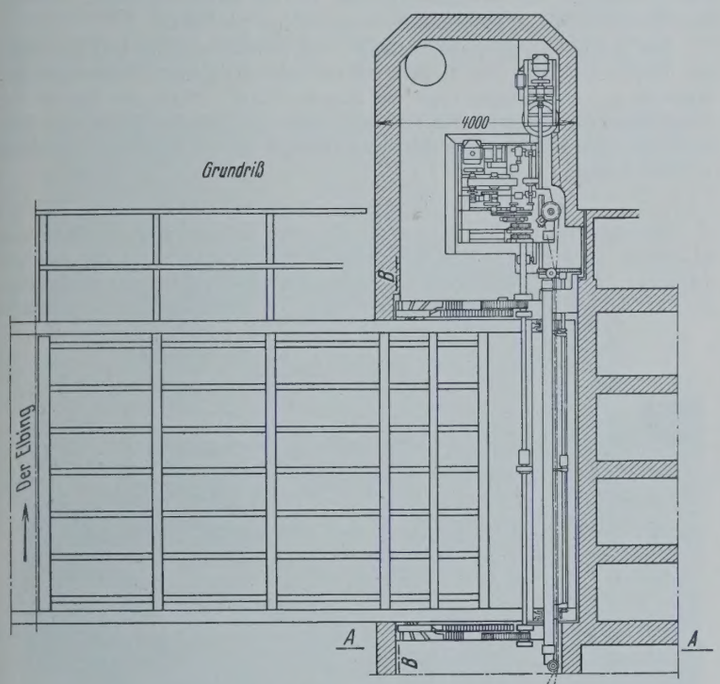
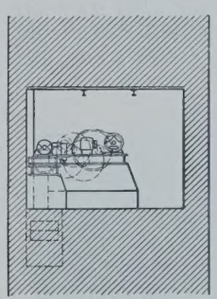


Abb. 7. Gesamtbild des maschinellen Teiles.



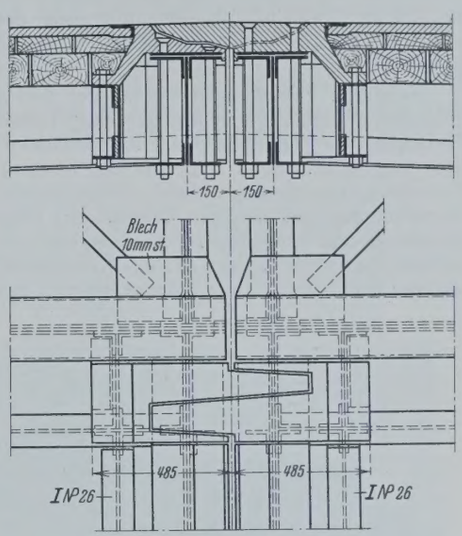


Abb. 8. Einzelheiten der Fingerverriegelung am Vorderarm.

öffnen würde. Um dies zu vermeiden, befinden sich an den Hinterarmen der Flügel mechanisch betätigte Schubriegel, die die Brücke im geschlossenen Zustande festlegen.

Zur Absperrung des Verkehrs beim Öffnen der Brücke dienen zweiflügelige Drehschranken an beiden Brückenenden. Die Schranken sind mit der Verriegelung zwangläufig gekuppelt, derart, daß die Brücke erst entriegelt wird, wenn die Schranken geschlossen sind, und umgekehrt diese nicht eher geöffnet werden können, bevor die Brücke verriegelt ist.

Jeder der beiden Flügel besitzt eine Antrieb- und eine Riegelmaschine (Abb. 7), die im Maschinenhäuschen auf den nach der Oberstromseite verlängerten Klappenpfeilern untergebracht sind. Die Steuerung der Maschinen beider Flügel geschieht von einem einzigen Führerstande aus. An Zapfen im Mittelpunkte der Rollscheiben greifen Zahnstangen an. In diese greifen in Böcken fest gelagerte Ritzel ein, durch deren Drehung die Zahnstangen rückwärts und vorwärts bewegt werden, wobei die Rollscheiben sich auf ihren Bahnen abwälzen und die Brücke öffnen und schließen. Der Antrieb der Ritzel geschieht unter Zwischenschaltung mehrfacher Stirnradvorgelege durch zwei Elektromotoren. Die beiden Antriebritzel für die Zahnstangen eines Brückenflügels sind auf getrennten Wellen aufgekeilt, von denen die eine hohl ist und von der anderen durchdrungen wird, so daß die beiden Wellen eine gemeinsame mathematische Achse haben. Damit die beiden Zahnstangen gleichmäßig ohne Voreilen der einen bewegt werden, sind die Antriebzahnräder der Wellen durch eine Ausgleichkupplung verbunden, die nur dann im Gleichgewicht ist, wenn an beiden Antriebrädern gleich große Widerstände auftreten.

Das gesamte Triebwerk der Antriebmaschine ist auf einem kräftigen Profileisenrahmen montiert und mit dem Fundament verankert.

Die Riegelmaschine dient, wie bereits gesagt, gleichzeitig zur Schrankenbewegung. Auf einer vom Motor unter Einschaltung mehrerer Übersetzungen getriebenen Welle bewegt sich eine Wandermutter, gegen die sich ein auf der Drehsäule der Schranke aufgekeilter Hebel legt. Bei Bewegung der Wandermutter im Schließsinne der Schranke gibt sie den Hebel frei, der nun durch ein Gegengewicht gedreht wird und die Schranke schließt. Die Endstellung des Hebels wird durch einen Anschlag bestimmt. Die Wandermutter bewegt sich im Leergang weiter. Die Übertragung der Bewegung nach der anderen Seite geschieht durch Seilzug.

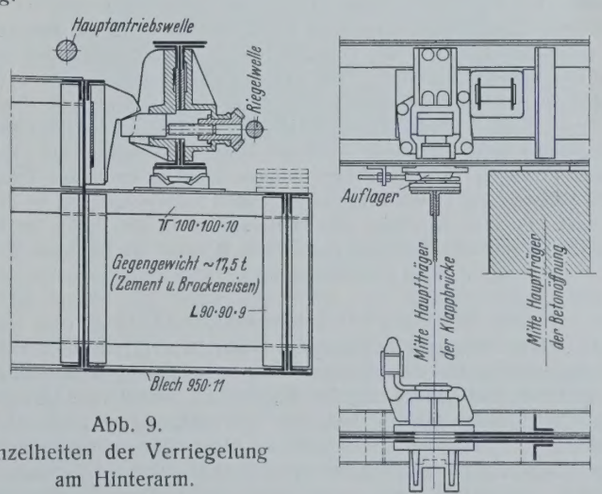


Abb. 9. Einzelheiten der Verriegelung am Hinterarm.

Die gleiche Welle bewegt durch eine weitere Übersetzung die eigentliche Riegelwelle (Abb. 9). Auf dieser sind zwei Kegelräder spiegelgleich aufgekeilt, in die zwei andere, als Muttern ausgebildete Kegelräder eingreifen. Durch die Drehung dieser werden zwei Spindeln bewegt, die die unter entsprechende an den Hauptträgern befindliche Nasen greifenden Riegel zurückziehen. Die Bewegung der Riegel beginnt zugleich mit der

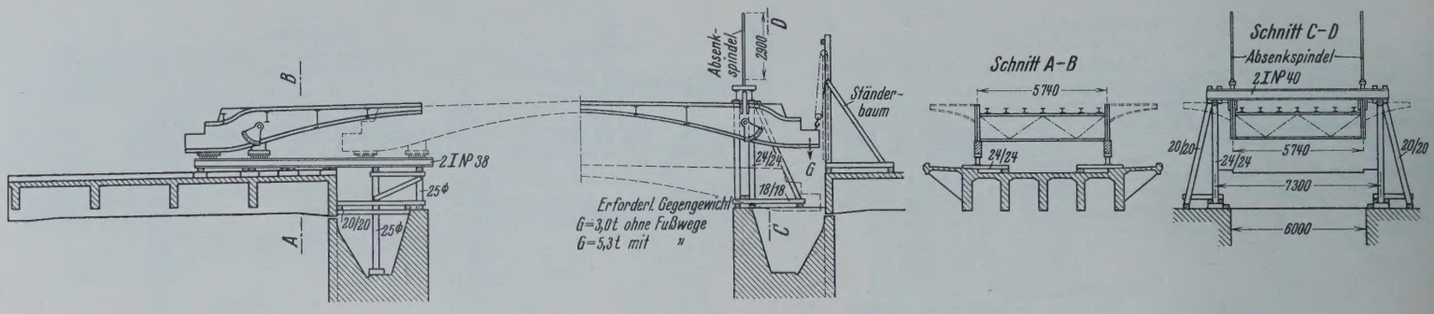


Abb. 10. Einzelheiten des Verschiebe- und Absenkungsvorganges.

Bewegung der Wandermutter, ist aber noch nicht beendet, wenn die Schranke geschlossen ist, vielmehr ist dazu auch noch die Zeit des Leerganges der Wandermutter erforderlich. Beim Verriegeln vollzieht sich der Vorgang in umgekehrter Reihenfolge. Die Riegel beginnen sich einzuschieben bei vorläufig noch geschlossener Schranke. Deren Bewegung beginnt erst, wenn die Wandermutter gegen den Hebel an der Drehsäule stößt und diesen mitnimmt, wobei gleichzeitig das Gegengewicht angehoben wird.

Sämtliche Bewegungen der Riegel und der Klappe werden durch Endschalter festgelegt und gegenseitig blockiert. Erst nach völligem Entriegeln der Klappe kann der Klappenmotor in Betrieb gesetzt werden und umgekehrt. Beim Schließen der Klappen werden diese schon vor Erreichung der Endlage durch Vorendschalter einmal stillgesetzt zur Herbeiführung des richtigen Eingriffs der Finger. Dann führt ein neuer Stromstoß den endgültigen Schluß herbei. Die Endlage der Brücke ist erreicht, sobald die Flügel mit ihren Hinterarmen zur Anlage an die dort angebrachten Verankerungslager gekommen sind.

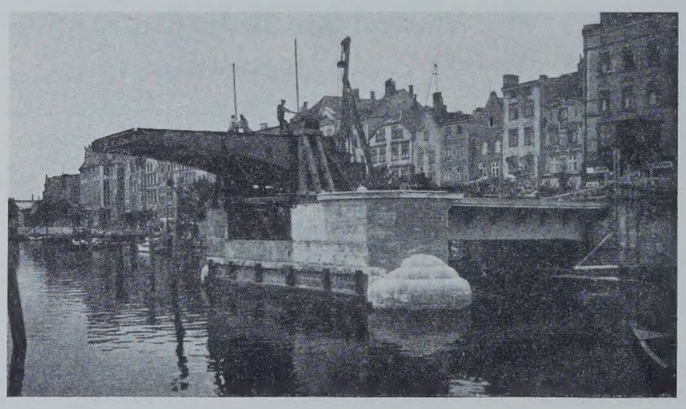


Abb. 11. Absenken der vorgeschobenen Klappe.

Außer für elektrischen Antrieb sind die Triebwerke auch für Betätigung durch Handkurbeln ausgebildet. Elektrisch kann die Brücke noch gegen einen Winddruck von 100 kg/m², durch Hand gegen einen solchen von 50 kg/m² bewegt werden. Bei 30 kg/m² Winddruck dauert das Öffnen oder Schließen der Brücke etwa 30 sek, zu denen noch weitere 10 sek für die Bewegung der Schranken und der Riegel kommen, so daß die Öffnungszeit insgesamt 40 sek beträgt. Tritt ein höherer Winddruck als 100 kg/m² auf, dann bewegen sich die Flügel infolge Gleitens einer das Triebwerk und die Motoren vor Überlastung schützenden Rutschkupplung im Schließsinne bzw. bis zum Anschlag des Hinterarmes an die Puffer im Kellerraum. Die Standsicherheit der geöffneten Brücke ist bei einem Winddruck von 200 kg/m² noch gewährleistet.

Die Montage der eisernen Klappbrücke.

Das eiserne Tragwerk der Klappen (Abb. 10 u. 11) wurde auf den bereits fertiggestellten massiven Seitenöffnungen vollständig zusammengebaut und zugleich so viel Ballast eingebracht, daß die Hinterarme Übergewicht hatten. Gleichzeitig wurden auf den Seitenöffnungen und über den Klappenkellern Rollbahnen verlegt und auf diesen dann mit untergebauten, an den Klappenhauptträgern befestigten Rollsätteln die Überbauten vorgeschoben. Inzwischen waren rechts und links der Klappenkeller hölzerne Bockgerüste mit eisernen I-Trägern hergestellt worden, auf denen eine Absenkvorrichtung aufgebaut war, bestehend aus Stahlspindeln mit Muttern, die sich auf Kugellagern drehten. In diesen wurden mittels eines Gehänges, das an den Hauptträgern befestigt war, die Klappenflügel eingehängt und bis auf die bereits vorher verlegten Wälzbahnen abgesenkt. Am Hinterarm sorgte ein Flaschenzug an einem Ständerbaum für Herstellung des Gleichgewichts. Der abgesenkte Klappenflügel konnte nunmehr infolge des Übergewichts des Hinterarmes durch Nachlassen des Flaschenzuges sofort hochgerichtet werden (Abb. 12). Auf diese Weise war es möglich, die Durchfahrtöffnung bis auf wenige Stunden während des Vorschiebens und Absenkens dauernd frei zu halten.

Die weiteren Arbeiten, Verlegen des Brückenbelages und Einbauen der westlichen Teile des Gegengewichts und das genaue Auswiegen geschah in der endgültigen Lage der Klappenflügel. Auch der Einbau der Maschinenteile geschah nun erst mit Ausnahme des Ansetzens der Rollscheiben und der Riegelgehäuse, die bereits in der Werkstatt angebaut worden waren.

Die architektonische Ausgestaltung.

Die Architektur der Brücke ist in einfachsten Formen gehalten und beschränkt sich auf die Ausgestaltung der beiden Klappenpfeiler und der Geländer. Die Klappenpfeiler nehmen stromaufwärts die Brückenhäuschen auf, in denen die Maschinenräume und der Führerstand untergebracht

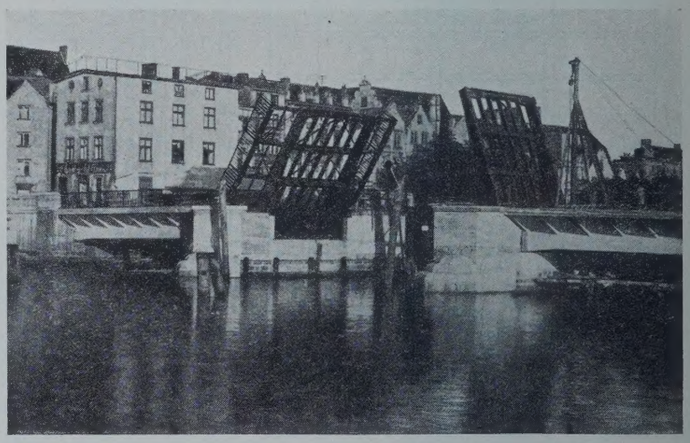


Abb. 12. Eisengerippe der Klappe in geöffnetem Zustande.

sind. Der einheitlichen Wirkung wegen sind sie ebenfalls aus Beton hergestellt. Das Dach ist in Kupfer eingedeckt. Zur guten Übersicht haben die Häuschen je 12 Fenster erhalten, und der Fußboden des Führerstandes liegt 50 cm höher als die Fahrbahn der Klappen.

Gegenüber den Häuschen befinden sich auf der stromabwärts gelegenen Seite Austritte, die einen schönen Blick auf den Strom gewähren.

Die Brüstungen der Rampen und Pfeiler sind massiv in Beton hergestellt, während die beiden seitlichen Brückenöffnungen und die Klappbrücke ein einfaches eisernes Stabgeländer erhalten haben, das sich in das gesamte Brückenbild wirkungsvoll einfügt.

Alle Sichtflächen der Beton- und Eisenbetonkonstruktion sind werksteinmäßig bearbeitet, und zwar sind die Gesimse scharriert, die ebenen Flächen gestockt.

Bauzeiten.

Als Frist für die Fertigstellung waren von der Bauverwaltung zwei Monate für die Vorbereitungen und 250 Arbeitstage = 10 Monate für den Pfeiler- und Brückenbau gesetzt. Infolge der Behinderungen durch den unerwartet schlechten Befund der Fundierungen der Nachbarhäuser, die im Durchschnitt 2,5 m tiefere Absenkung der Pfeiler, die Hindernisse im Boden, die in dem tatsächlich vorhandenen Ausmaß nicht vorhergesehen waren, verzögerte sich die Bauausführung trotz dreischichtigen Betriebes der Druckluftarbeiten so, daß die Schlußsenkung des vierten Hauptpfeilers, des östlichen Klappenpfeilers, erst am 29. Dezember 1925, also nach einer Gesamtzeit von zehn Monaten nach Auftragerteilung, ausgeführt werden konnte. Da außerdem die Ausführungsart für die Westrampe erst in den ersten Tagen des Januar 1926 endgültig bestimmt wurde, stellte man zu dieser Zeit ein neues Bauprogramm auf, das den 31. Juli 1926 als Fertigstellungstermin vorsah. Diese Frist wurde trotz

der Behinderungen durch den wechselvollen Winter eingehalten, so daß die Brücke nach Herstellung der Anschlüsse am 20. August 1926 dem Verkehr übergeben werden konnte.

Die mit dem Bau betraute Firma Beuchelt & Co., Grünberg, führte durch ihre Tiefbauabteilung die Pfeiler und Widerlager einschließlich der Druckluftgründungen, die Eisenbetonüberbauten der Seitenöffnungen und die Rampen, und in ihrer Brückenbauanstalt den eisernen Überbau der Klappbrücke aus und stellte diesen auch auf. Die Antriebmaschine lieferte und montierte die Berliner Aktiengesellschaft für Eisengießerei und Maschinenfabrikation vormals Freund und die elektrische Einrichtung die Siemens-Schuckertwerke, deren Zweigstelle Elbing die Anlage aufstellte.

Die Herstellung der Lehrgerüste, die Rammarbeiten, Zimmererarbeiten, die Ausführung des Bohlenbelages auf der Klappe, das Versetzen der Granitsteine und die Steinmetzarbeiten, die Isolierung der Fahrbahn und die Herstellung der Pflasterung auf Fahrbahn und Fußwegen wurde einheimischen Unternehmern übertragen. Der Seilgurtbelag der Klappe stammt von der Firma Felten & Guilleaume in Köln.

Die Oberleitung der Bauausführung lag in den Händen der Herren Stadtbaurat Dromtra und Stadtbaumeister Jauer in Elbing.

Alle Rechte vorbehalten.

Ein neuer wasserloser Kolbengasbehälter.

Von Direktor **Beckmann**, Gas-, Wasser- und Elektrizitätswerke, Lünen.

Im letzten Jahre ist durch die Firma Aug. Klönne ein neuer wasserloser Gasbehälter auf den Markt gebracht worden, der bemerkenswerte Eigenschaften besitzt und sich in kurzer Zeit gut eingeführt hat. Es sind schon 13 nach dem Klönne-Patent ausgeführte Behälter im In- und Ausland im Betrieb oder im Bau mit einer Größe bis zu 60000 m³.

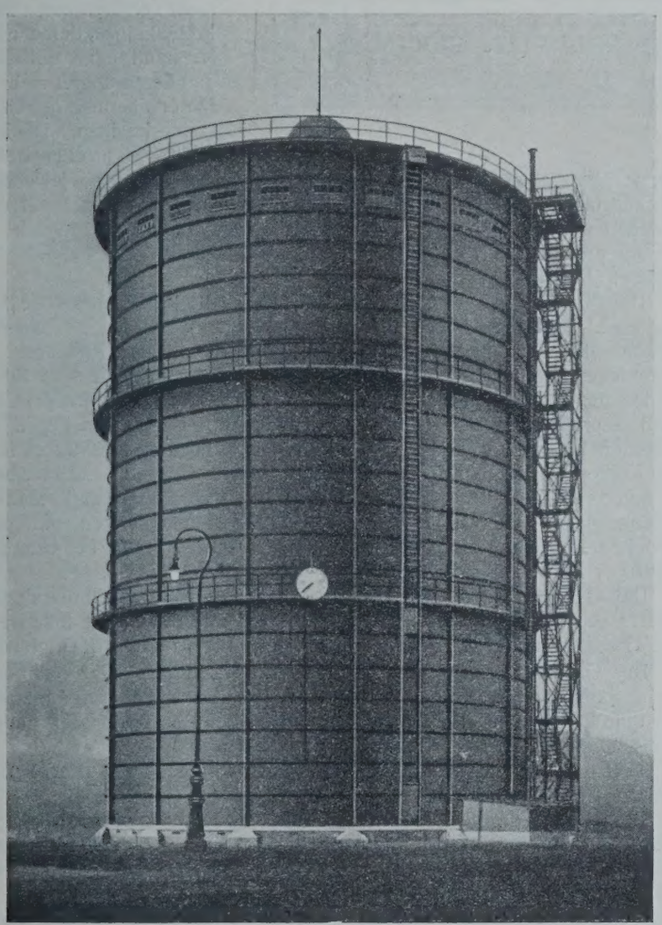


Abb. 1.

Der Klönne-Behälter ist ein Kolbenbehälter und besteht als solcher in der Hauptsache aus einem feststehenden Stahlblechmantel, in dem sich ein Körper auf und ab bewegt, der das Gas gegen die Außenluft abschließt. Die Abdichtung des Kolbens gegen den Stahlblechmantel ist dadurch erreicht, daß ein in eine Tasse tauchender, pendelnd aufgehangener, dehnbarer Stahlblechring von ebenfalls dehnbaren Packungsringen umgeben ist, die durch Gegengewichte gemeinsam gegen die Behälterwand gedrückt werden. Hierdurch wird eine kreisrunde Ausbildung des Kolbens und eine kreiszylindrische Ausbildung des Behältermantels ermöglicht (Abb. 1). Dies hat vor der vieleckigen Ausbildung des Kolbens und des Mantels den Vorteil, daß die Ecken mit ihren schwierigen Verbindungen entfallen, daß den gebogenen Blechen mit den als Verstärkungsrippen wirkenden Stielen und Ringen der Gewölbedruck zur Aufnahme des Winddruckes zugute kommt und daß der den Abschluß bildende Kolben sich auch in waagerechter Ebene bewegen kann, so daß ein schraubenförmiges Auf- und Abwärtsgehen ermöglicht wird. Es hat sich herausgestellt, daß der Abschlußkörper von dieser Möglichkeit Gebrauch macht und sich in gewissem Ausmaße dreht. Das Behälteräußere besteht aus Blechen, lotrechten Stielen, waagerechten Ringen, Umgängen und Dach mit Laterne.

Die Stahlbleche haben bei allen Größen dieselben Abmessungen, nämlich 5 m Breite, 1,5 m Höhe und 5 mm Stärke. Die Stiele bestehen aus I 20 bis I 24, die Ringe aus ⊏ 10½, von denen sich der unterste auf den Betonkranz des Fundamentes auflegt.

Die Stiele sind in dem Betonring des Behälters verankert und führen so den Windzug in das Fundament (Ankerung). Die Bleche sind auf die Stiele und Ringe genietet, so daß die lotrechten und waagerechten Nähte gedeckt sind. Im Innern geschieht die Abdichtung durch plastisches

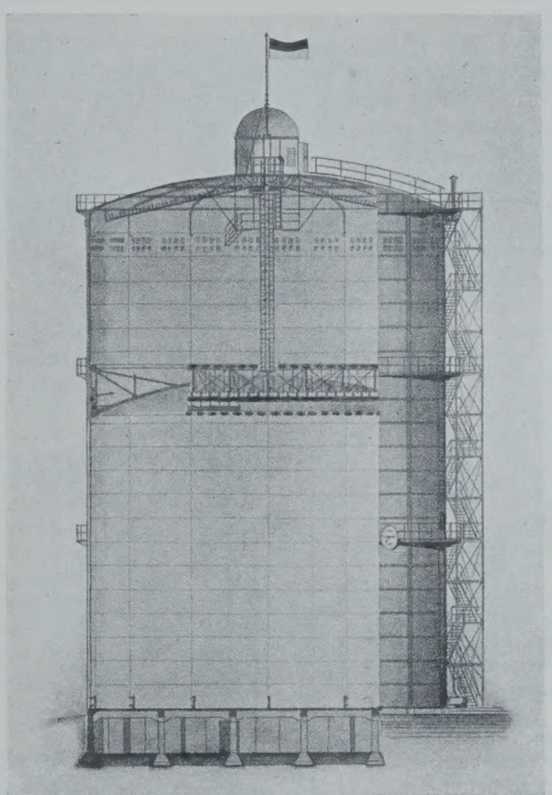


Abb. 2.

Metall, so daß ein Austritt des Gases durch die Nähte der Außenwand in die Außenluft verhindert wird.

Die Anzahl der Stiele und Ringe und die Krümmung der Bleche richten sich nach dem Fassungsraum des Behälters. Dabei ist das Verhältnis zwischen Durchmesser und Höhe so gewählt, daß sich nach der Maximum- und Minimumrechnung die kleinstmögliche Oberfläche ergibt. Dieses Verhältnis stimmt gleichzeitig ziemlich genau mit demjenigen überein, das den größten Widerstand zur Aufnahme der Windkräfte gewährleistet. So ergibt sich bei geringer Beanspruchung des Werkstoffes ein kleinstes Konstruktionsgewicht bei leichtestem Fundament.

An der äußeren Behälterwand sind mehrere Umgänge vorgesehen, deren Bodenbleche Abflußlöcher für das Regenwasser haben. Die Umgänge sind zwecks bequemer Befahrung durch Treppen von kurzem Lauf verbunden, die in einem besonderen Treppenturm untergebracht sind und auch im Winter bei Glatteis ein sicheres Begehen erlauben. Die Umgänge dienen gleichzeitig als Versteifungsringe zur Aufnahme des Winddrucks.

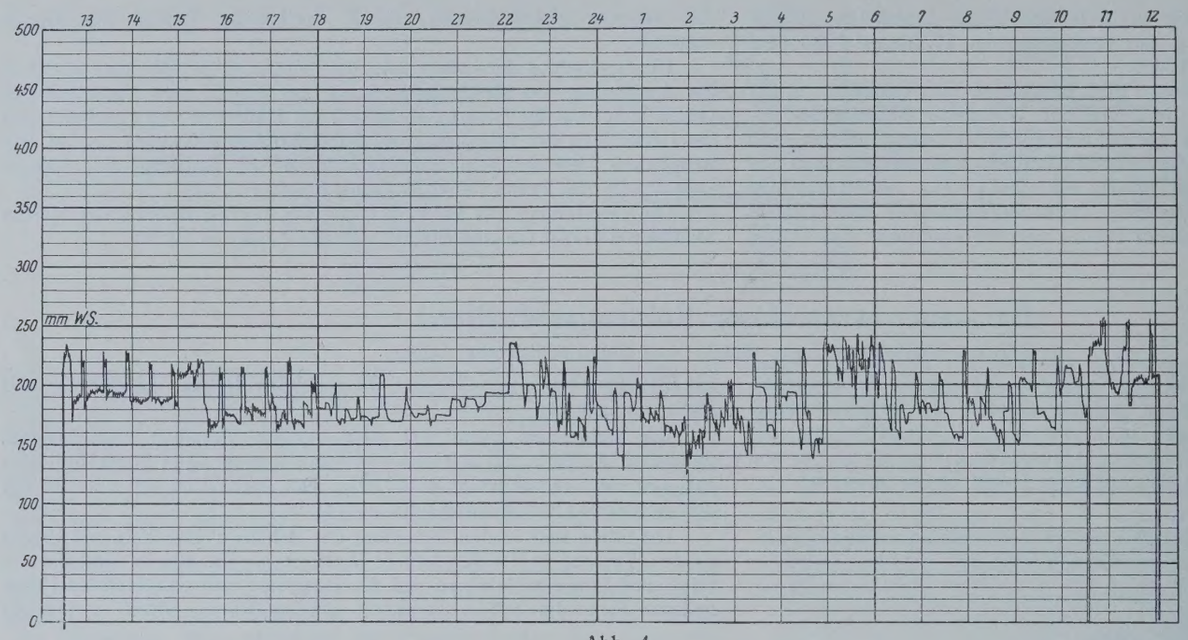


Abb. 4.

Das Dach ist in Eisenkonstruktion ausgeführt; es wird gekrönt durch eine geräumige Laterne, die der Lüftung des Behälters dient und genügend Raum für eine bequeme Innenbefahrung bietet.

Das Fundament besteht aus einem eisenbewehrten Stampfbetonring, der in der Regel mit Erde oder Sand ausgefüllt und mit einer schwachen Gußbetonschicht bedeckt ist. Hierauf ruht, in Teer oder Gußasphalt eingebettet, der 3 bis 5 mm starke Boden. Gegen Schiefstellen infolge von Bergschäden oder sonstigen Bodenbewegungen dienen Einrichtungen, die ein Geradestellen ermöglichen. Gegen Blitzgefahr ist der Behälter durch die gut geerdeten Stiele ausreichend gesichert.

Gegen Überfüllung des Behälters schützen mehrere Ablaßrohre, die nach Erreichen der Füllungsgrenze dem Gas freien Abzug verschaffen.

Vom höchsten Punkte des Treppenschachtes führt ein Laufsteg über das Dach zur Laterne. Der Einstieg in das Behälterinnere geschieht entweder mittels eines sowohl elektrisch als auch von Hand zu betreibenden Fahrstuhles oder durch eine Doppelleiter. Diese besteht aus zwei in genügendem Abstand einander gegenüberstehenden senkrechten Leitern, an deren mit Gelenken versehenen Holmen senkrecht dazu ineinandergreifende Haken angebracht sind. Auf diese Weise entsteht eine Kastenleiter (Abb. 2), die genügend Schutz gegen Absturzgefahr bietet und ein bequemes Ausruhen mit Rückenanlehnung in jeder Höhe ermöglicht. Die Leiter, die in ihrem tiefsten Punkt in einem Drehzapfen auf dem Kolben befestigt ist, führt in ihren zwei Armen über Rollen durch den Laternenaufsatz über das Dach hinweg an der äußeren Behälterwand herunter. An jedem äußeren unteren Ende ist zwecks Spannung der Leiter ein Gegengewicht angebracht.

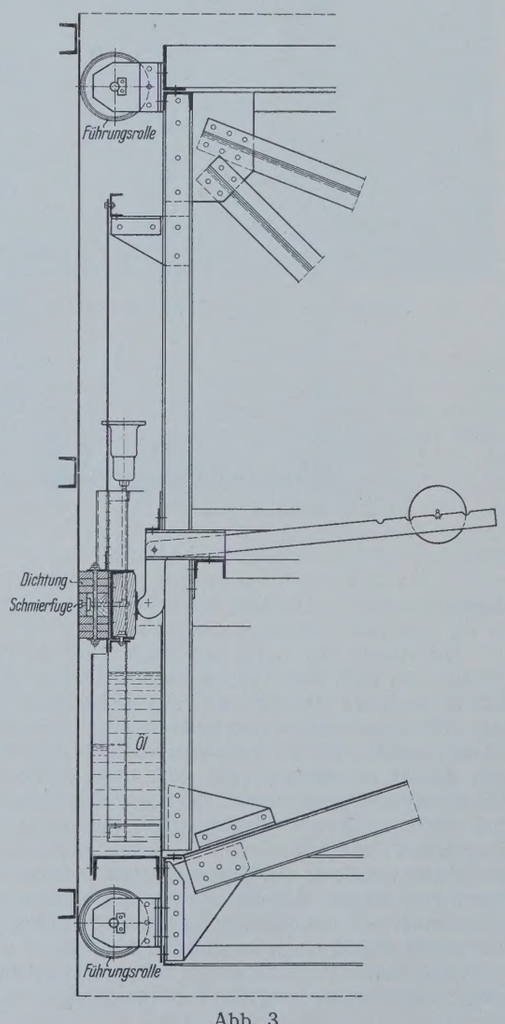


Abb. 3.

Den Abschluß des Luftraumes gegen den Gasraum bildet eine 3 bis 5 mm starke Glockendecke, deren Nähte gasdicht genietet sind. Sie wird geführt und waagerecht gehalten durch zwei Rollenkränze, deren unterer unmittelbar unterhalb und deren oberer mehrere Meter oberhalb der Glokkendecke liegt. Die Rollenkränze erfüllen neben ihrem eigentlichen Zweck die Aufgabe, die Behälterwand im jeweiligen Glockenstande rund zu erhalten. Die Rollen sind ballig geformt und bestehen aus Holz, so daß niemals Eisen auf Eisen reibt. Durch die Art ihrer Anordnung ist die Glockendecke praktisch als Kolben ausgebildet (Abb. 2).

Der Kolben trägt an seinem äußeren Rande eine mit Öl gefüllte Ringtasse. In sie taucht der unter dem oberen Rollenkranz aufgehängte dehnbare Blechmantel. Diesen umschließt oberhalb der Ringtasse der eigentliche Dichtungsring, der zusammen mit dem ausdehnbaren Blechmantel, den man einen Stahlvorhang nennen könnte, gegen die Behälterwand gepreßt wird und so die Abdichtung des Gasraumes gegen die Außenluft herstellt, während die Öltasse ein Übertreten des Gases nach dem Kolben hin unmöglich macht (Abb. 3). Der Schwerpunkt des Kolbens ist durch das Gewicht der mit Öl gefüllten Ringtasse und das der Gegengewichte tief verlagert, so daß im Zusammenwirken mit dem doppelten Rollenkranz ein Schiefstellen des Kolbens auch bei schwerer einseitiger Belastung nur in zulässigen Grenzen möglich ist.

Das Gas tritt zur Schonung des Fundamentes nicht durch den Boden, sondern seitlich durch die Behälterwand ein. Den jeweiligen Inhalt gibt eine Gasometeruhr an, deren Zeiger durch Seilübertragung betätigt wird.

Der Gasdruck unter der Kolbendecke ist konstant. Der beim auf- und abwärtsgehenden Kolben auftretende Druckunterschied, hervorgerufen durch die Reibung des Dichtungsringes gegen den Behältermantel, beträgt 10 bis 20 mm W.-S.

Zur Erzielung eines bestimmten Gasdruckes wird der Kolben gegebenenfalls mit Betonklötzen belastet.

Die Abdichtung des Kolbens wird durch den stählernen, also gasundurchlässigen, ausdehnbaren Blechring und den von ihm getragenen Packungsring gebildet. Dieser besteht aus mehreren Gewebelagen, die mit einem gasunempfindlichen Gummi aufeinander vulkanisiert sind, so daß die Packung gasdicht ist. Sie wird zur Verminderung der Abnutzung durch Reibung und zur Erzielung eines geschmeidigen Ganges des Kolbens geschmiert (Abb. 3).

Die vorbeschriebenen Gasbehälter arbeiten seit mehr als einem Jahre zur Zufriedenheit. Die Abnahmebedingungen wurden bei allen Behältern erfüllt, und der von der Baufirma garantierte Höchstverlust von 2 % für sieben Tage ist bei den bisher angestellten Dichtigkeitsprüfungen unterschritten worden. Ebenso ergaben die von einem Werke monatelang durchgeführten Vergleichsmessungen der zu- und abgeführten Gasmengen eine praktische vollständige Dichtigkeit. Damit ist die Hauptforderung, die an jeden Behälter zu stellen ist, die der Dichtigkeit, erfüllt.

Keinerlei Umstände haben sich bisher aus der Beschaffenheit des Öles, das die Ringtasse füllt, ergeben. Hierfür wird ein billiges Steinkohlenteeröl verwendet, das weder infolge von Witterungseinflüssen noch infolge von Wasserabscheidungen in seiner Funktionsfähigkeit ungünstig beeinflußt worden wäre. Eine Neufüllung scheint für viele Jahre nicht erforderlich zu sein.

Schwieriger war die Auswahl eines geeigneten Schmiermittels für den Dichtungsring. Dieser wurde von der Fachwelt geradezu als Achillesferse des Behälters angesehen, da man in kurzer Zeit eine erhebliche Abnutzung erwartete. Diese Befürchtung hat sich aber als grundlos erwiesen. Das gewählte Gewebe hat sich in der Praxis vielmehr so wider-

standsfähig gezeigt, wie nach den in den Laboratorien durchgeführten chemischen und mechanischen Beanspruchungsproben zu erwarten war.

Dagegen trat zunächst ein anderer Übelstand auf. Es ist ersichtlich, daß bei hochgehendem Kolben eine größere Reibung auftritt als beim Heruntergehen. Diese Druckunterschiede wuchsen nun anfänglich bei einem Behälter auf Zeche Minister Stein erheblich. Es war nämlich das im Versuchsbehälter verwendete Schmiermittel in der Absicht zusammengestellt, vor allem das Gummi des Dichtungsringes zu konservieren. Bei diesem mit gereinigtem Gas beschickten Behälter bewährte sich das gewählte Schmiermittel. Als dieses jedoch bei dem mit ungereinigtem Koksofengas arbeitenden Behälter auf Zeche Minister Stein benutzt wurde, bildeten sich nach kurzer Zeit an der Behälterwand Inkrustierungen, die den reibungslosen Kolbengang erheblich erschwerten und die oben erwähnten Druckschwankungen so steigerten, daß sie im Betrieb unangenehm empfunden wurden. Die seinerzeit auf der Zeche Minister Stein aufgenommenen Druckdiagramme, die in Abb. 4 gezeigt sind, geben Aufschluß darüber.

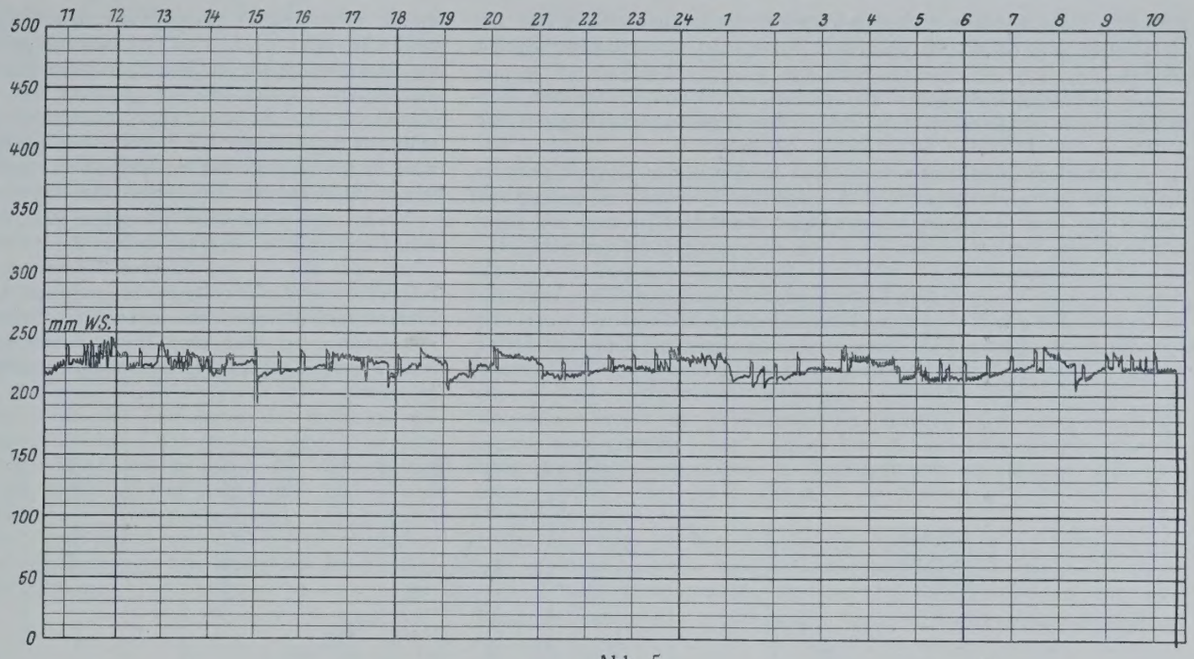


Abb. 5.

Hier mußte für Abhilfe gesorgt werden. Dies geschah, da die Konstruktion des Behälters selbst nirgends zu Klagen geführt hatte, durch die Einführung eines neuen Schmiermittels. Nach mehreren Versuchen wählte man anstatt der ursprünglich verwendeten Kombination ein Steinkohlenteerfett. Dieses wird wie das frühere entweder in die Staufferbüchsen des Dichtungsringes eingebracht oder auch einfach auf einen bequem erreichbaren Streifen der Wand gestrichen, von wo es der Kolben in seinem Arbeitsgange über die ganze Höhe des Behälters in dünner Schicht verteilt. Die nach Reinigung der Behälterwand und Einführung dieses Schmiermittels aufgenommenen Druckdiagramme (Abb. 5) ergeben ein einwandfreies Arbeiten des Behälters — ein Beweis, daß kein Konstruktions- oder Gedankenfehler vorlag, und daß die Frage des Schmiermittels nunmehr gelöst ist. An dieser Stelle sei bemerkt, daß bei mit gereinigtem Gas arbeitenden Behältern jede bekannte Art der Schmierung, wie Stauffer- oder Mineralfett angewandt werden kann.

Es ist nun ein großer Vorteil des Behälters, daß, welche Schmiermittel auch verwendet werden, weder im Sommer- noch im Winterbetrieb irgendwelche Störungen auftreten, da jedes derartige Mittel nur in hauchdünner Schicht aufgebracht wird, so daß weder hohe, noch tiefe Temperaturen den Gang des Kolbens beeinflussen.

Die Betriebsweise des Gasbehälters ist denkbar einfach. Wenngleich er selbst mit einer Maschine verglichen werden kann, so sind doch zu seiner Bedienung keinerlei Hilfsmaschinen nötig. Infolgedessen ist auch die Wartung auf ein Mindestmaß beschränkt.

Daß keine dauernde Betriebskontrolle erforderlich ist, zeigt der Behälter für das Gaswerk Lünen. An diesem Behälter werden etwa alle acht Wochen die Staufferbüchsen neu gefüllt. In der Zwischenzeit werden sie einmal nachgedreht, so daß der Behälter nur alle vier Wochen zu befahren ist. Die Füllung der Staufferbüchsen kann ein Mann in einem Tage erledigen. Für das Nachdrehen der Staufferbüchsen braucht er höchstens einen halben Tag. Gleichzeitig mit dem Nachdrehen der Staufferbüchsen kann derselbe Mann die Gelenke und Lager der Leiter nachsehen und schmieren. Die ganze Wartung an dem Gasbehälter in Lünen erfordert in einem Jahre nicht mehr als neun Schichten.

Andere laufende Kosten für die Betriebskontrolle des Behälters sind nicht vorhanden, da er weder Pumpen, noch Motoren, noch irgendeine Heizung besitzt. Nachdem die Gegengewichte des Dichtungsringes richtig eingestellt sind und der Behältermantel durch mehrmaliges Auf- und Abwärtsbewegen des Kolbens geglättet ist, entfällt jede weitere Wartung. Der Betrieb des Klönne-Behälters ist daher sehr billig, und sein Gang wird weder durch große Hitze noch durch starke Kälte beeinflußt. Das hat sich im vergangenen Winter gezeigt, als eine Kälteperiode eintrat, wie sie in hiesiger Gegend selten vorkommt.

Zusammenfassend glaubt Verfasser sagen zu können, daß der wasserlose Klönne-Gasbehälter besonders wegen seiner geringen Betriebskosten und wegen seiner Betriebssicherheit bei dem Neubau eines Gasbehälters in die engste Wahl zu ziehen ist.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Straßenbrücke über den Rhein in Köln-Mülheim.

Redaktionelle Bearbeitung Professor Dr.-Ing. ehr. **G. Kapsch,** München.

Kurze Gesamtbeschreibung des Bauwerks.

Die Rheinbrücke in Köln-Mülheim ist die erste, die das Strombett des Rheins in einer Öffnung überspannt. Die Weite dieser Öffnung von Mitte bis Mitte Pfeiler beträgt 315 m. Auf jeder Seite schließt sich eine Nebenöffnung von 91,03 m Stützweite an. Diese drei Öffnungen mit einer Gesamtstützweite von 497,06 m werden von der ein einheitliches Tragwerk bildenden Strombrücke überspannt (vgl. Abb. 1). — Die Hauptträger stellen eine durch einen vollwandigen Träger versteifte Hängebrücke mit aufgehobenem Horizontalzug dar. Der Hängegurt wird durch ein Kabel gebildet. Der Versteifungsträger ist nur in der Mittelöffnung in Abständen von 11,13 m an das nach einer Parabel geformte Kabel angehängt, während dieses über den beiden Seitenöffnungen unmittelbar

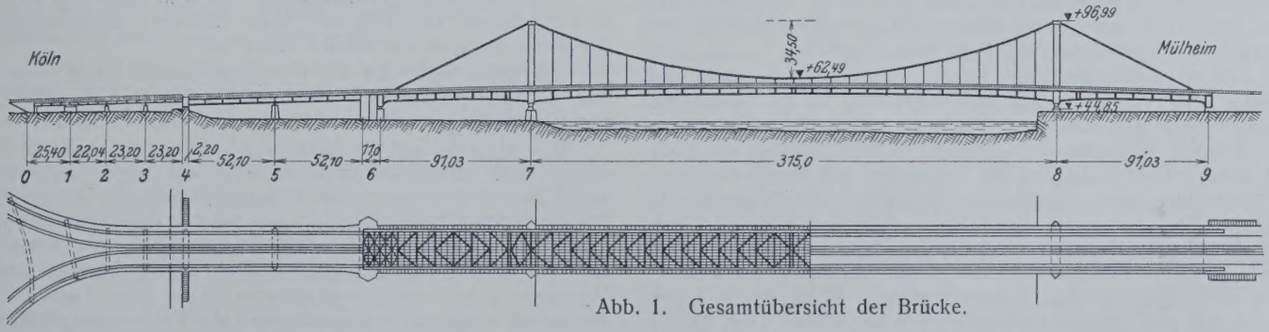


Abb. 1. Gesamtübersicht der Brücke.

von den Pylonenköpfen nach den Verankerungspunkten geführt ist. Der Durchhang des Kabels in der Mitte beträgt im theoretischen System 34,5 m.

Zur Gesamterscheinung des Tragwerks der Hauptbrücke nimmt Baudirektor Abel als künstlerischer Berater bei der Durcharbeitung des Entwurfes in nachstehenden Ausführungen Stellung:

„Obwohl Brückenbauten von jeher zu denjenigen Dingen gehören, die in der Baukunst am wenigsten Anlaß zu Experimenten bieten, weil ähnlich wie beim Schiffbau strenge Gesetze einzuhalten sind und daher die Phantasie wenig Spielraum hat, so ist immerhin die Auswahl unter den verschiedenen statisch möglichen Systemen noch groß genug, um eine mehr oder weniger gute Lösung an der jeweiligen Stelle entstehen zu lassen. Man wird aber ganz gemeinhin doch feststellen können, daß wie bei allen Dingen die Natürlichkeit einer Lösung, d. h. ihre Selbstverständlichkeit, das Erstrebenswerte sein wird. Eine Brücke wird gebaut, um eine Fahr- oder Gehbahn oder beides zu schaffen. Je mehr also diese Elemente als Hauptsache herausgearbeitet werden, desto überzeugender wird die Brücke sein. Nimmt man dazu als Hauptkennzeichen der Gestaltung unserer heutigen Zeit das Leichte und Dünne, das durch die Hochwertigkeit der Technik erst heute möglich geworden ist, so wird man unschwer zum Ausdruck einer idealen Brücke kommen. In dieser Hinsicht pflegen außerdem die statischen Forderungen den Eindruck der Selbstverständlichkeit viel mehr als anderwärts zu garantieren und sind daher eine weise Beschränkung für den Gestaltungswillen der Erbauer. So wenig wie jedes andere menschlich groß gedachte Werk wird auch eine Brücke nur eine Rechnung sein, denn diese wird immer in ihrer richtigen Anwendung eine Prüfung bleiben oder wissenschaftlich ein Mittel, auf neue Konstruktionssysteme zu kommen. Der Entwurf ist auch bei einer Brücke eine absolut gefühlsmäßige Angelegenheit des richtigen Instinktes. Alle großen Dinge sind aus Instinkt geschaffen worden, auch wenn sie noch so errechnet entstanden zu sein scheinen.

Auf den Fall der Köln-Mülheimer Brücke angewendet, bedeutet dies, daß in erster Linie die Landschaft und Umgebung für das System der Brücke entscheidend gewesen ist. Weiterhin war bestimmend die für Kölner Verhältnisse entscheidende baukünstlerische Einstellung auf große, aber nicht schwere Gestaltung, und die Auffassung, daß Bauten das Ganze durch Zurückhaltung besser unterstützen als durch das Gegenteil. So groß auch der Dom wirkt, man wird immer wieder den Eindruck haben, daß die Zierlichkeit des Details verhindert, von diesem Bauwerk erdrückt zu werden. In dieser Beziehung ist das Detail der Gotik von enormer Wichtigkeit und eigentlich seine größte Eigenart. Es ist immer wieder ein Erlebnis, sich klar darüber zu werden, wie der Kölner Dom bei der enormen Masse doch schwebt und nicht lastet. Der Schlüssel zu der für Köln notwendigen Bauweise wird also immer wieder aus der Stimmgabel des Doms gefunden werden, und so ist es natürlich, daß auch die größte Brücke Kölns etwas davon an sich haben muß: schweben und nicht lasten!

Das Zweite ist die Wichtigkeit der Einzelheiten. Diese sind richtig durchgeführt, wenn man sie gar nicht mehr wahrnimmt, d. h. wenn sie einem gar nicht mehr als etwas an sich Sprechendes auffallen. Bei einer richtigen Behandlung der Einzelheiten stützt das Kleine das Große und wird ihm völlig dienstbar. Gerade in dieser Zurückhaltung liegt nicht nur im Eisenbau das Geheimnis der Gestaltung.

Noch ein Wort wäre zu sagen über die Mitarbeit des Architekten beim Brückenbau. Während früher diese Mitarbeit sich auf Nebensachen bezog oder auf die bei früheren Brücken noch vorhandenen Architekturkörper, besteht heute die Beteiligung des Architekten in einer geistigen Zusammenarbeit mit dem Ingenieur. Unsere heutige Entwicklung des Zweckbaues hat hier eine Geistesgemeinschaft geschaffen, die beide Seiten durch gegenseitiges Verstehen einander nähergebracht hat. Es gibt heute keine Grenze mehr, bei der man die Arbeiten von Architekten und Ingenieuren klar trennen könnte, und damit nähern wir uns wieder der Auffassung früherer Zeiten."

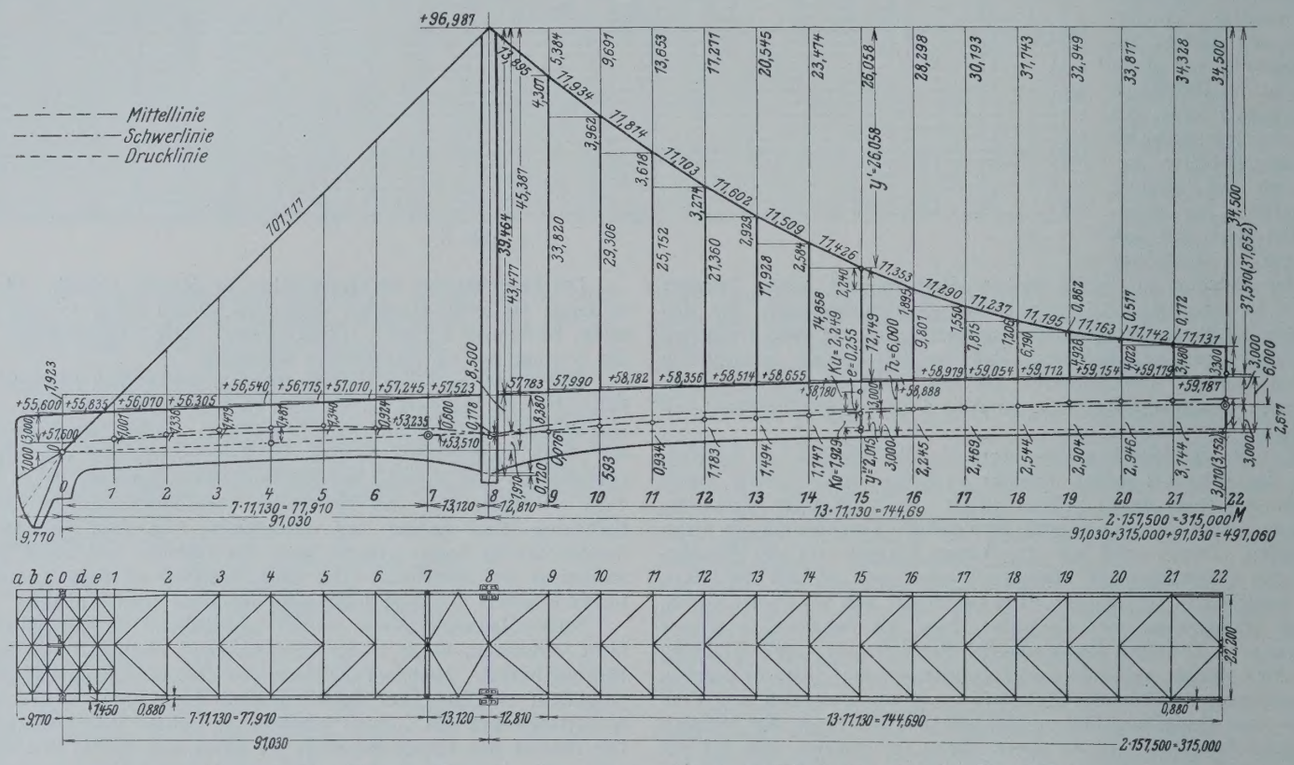


Abb. 2. Geometrisches Netz der Haupttragwand und des Windverbandes der Strombrücke.

Das geometrische Netz der Haupttragwand und des Windverbandes ist in Abb. 2 dargestellt. Die Pylonen sind Pendeljoche, die aus den beiden Pfosten und dem oberen Querriegel bestehen. Infolge der Kugellagerung der Fußpunkte stellen diese Pylonenportale Zweigelenkrahmen dar. Die Höhe der Pylonen von der Oberkante des Auflagerquaders bis zur theoretischen Kabelachse beträgt 52,132 m. Da die lotrecht stehenden Pylonenpfosten mit der Ebene des Versteifungsträgers zusammenfallen, durchdringt der Versteifungsträger die Pylonenpfosten im unteren Teil. Die Auflager des Versteifungsträgers an dem Pylon ruhen unmittelbar auf den Lagerkörpern der Pylonen.

Um waagerechte Durchbiegungen des Windverbandes ohne Zwängung zu ermöglichen, sind drei von diesen Auflagern längsbeweglich und nur das vierte (stromab auf Kölner Seite) fest.

Das Kabel lagert auf den Pylonenpfosten in festen Kabelsätteln und hält die Pylonen durch die zwischen Kabelsattel, Deckel und Kabel auftretende Reibung in ihrer Lage fest.

Das Kabel ist an den Enden des Versteifungsträgers in diesem verankert. Der lotrechten Komponente des Kabelzuges wirkt der Auflagerdruck des Versteifungsträgers in der Seitenöffnung entgegen, außerdem ein erhebliches Ballastgewicht, das in der Gegend des Verankerungspunktes zwischen den Versteifungsträgern unter der Fahrbahn eingebaut ist. Der Rest der lotrechten Seitenkraft des Kabelzuges wird von der Verankerung des Versteifungsträgers im Pfeiler aufgenommen. Die zweite, annähernd waagerechte Komponente des Kabelzuges wird in den Versteifungsträger geleitet. Die Schwerachse des Versteifungsträgers weist eine Krümmung nach oben auf, die sich im System in der gleichen Weise auswirkt wie eine Vergrößerung des Pfeiles der Seillinie des Kabels.

Wenn man von den sehr geringen Längenänderungen der Hängestangen und deren Schrägstellung absieht, so müssen sich zwei übereinanderliegende Punkte von Kabel und Versteifungsträger stets um das gleiche Maß durchbiegen. Daraus folgt, daß das System für die Berechnung der waagerechten Komponente *H* der Kabelkraft und für die Berechnung des Versteifungsträgers durch ein System mit geradem Versteifungsträger und einem Kabel mit entsprechend vergrößertem Durchhang ersetzt werden kann. Mit dem so ermittelten waagerechten Zug *H* des Kabels sind die Kräfte in den einzelnen Kabelabschnitten, Pylonenpfosten und Hängestangen aus der tatsächlichen Kabelform zu berechnen.

Die Größe der auf die einzelnen Teile der Konstruktion wirkenden Kräfte wird bei der näheren Betrachtung der verschiedenen Bauwerkteile angegeben.

Einen Querschnitt der Brücke gibt Abb. 3. Der Mittenabstand der Haupttragwände ist 22,20 m, die Breite der Fahrbahn zwischen den Bordsteinen 17,20 m. Die lichte Weite der beiderseits der Fahrbahn angeordneten Radfahrwege beträgt normal 1,825 m; sie wird durch die Pylonen auf 1,15 m und an den Brückenenden durch die Verbreiterung der Versteifungsträger (zur Durchführung der Kabel) auf 1,55 m eingeschränkt. Die beiderseits außerhalb der Versteifungsträger angeordneten Fußwege haben eine normale lichte Weite von 3,50 m, die dieselben Einschnürungen erfährt wie die Radfahrwege; sie beträgt an den Pylonen 2,83 m, an den Brückenenden 3,225 m.

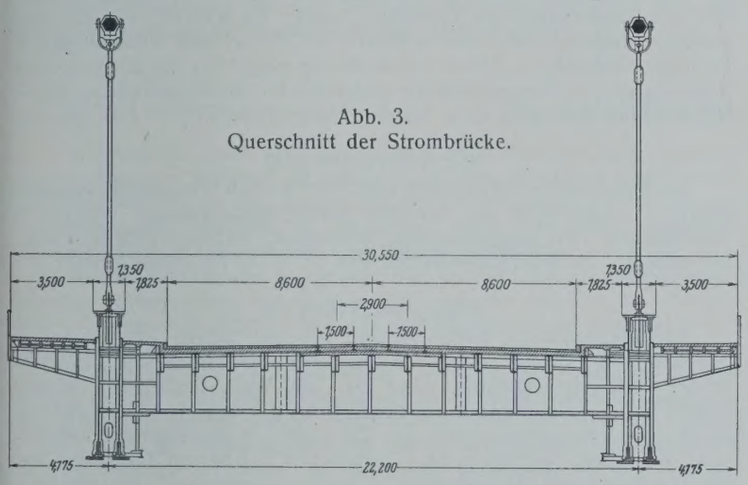


Abb. 3.
Querschnitt der Strombrücke.

Der Fahrbahnrost besteht aus Quer- und Längsträgern. Für die Querträger ist der normale Abstand 11,13 m, in den Feldern neben dem Pylon 13,12 bzw. 12,81 m (vgl. das geometrische Netz, Abb. 2). Die Längsträger der Fahrbahn liegen in Abständen von 1,48 und 1,49 m. Die außerhalb der Hauptträger liegenden Fußwege stützen sich auf Konsolen. Der Windverband ist in der Höhe der Unterkante der normalen Querträger angeordnet.

Für die Höhenlage der Brücke war einerseits die Bedingung maßgebend, daß für die mit zu überbrückende Mülheimer Freiheit eine lichte Höhe von 4,60 m frei gehalten werden mußte, anderseits die Bedingung, daß in der Mitte der Hauptschiffahrtöffnung auf eine Breite von 100 m die Konstruktionsunterkante bei der größten Durchbiegung der Brücke die Kote + 52,12 m NN nicht unterschreiten durfte, entsprechend einer lichten Höhe von 9,10 m über dem höchsten schiffbaren Wasserstande. Das Längsgefälle der Fahrbahn beträgt auf beiden Seiten 1 : 47,3. Die Unterkante der Brückenkonstruktion an den der Grenze der mittleren 100 m zunächst liegenden Knotenpunkten 17 liegt bei unbelasteter Brücke unter Berücksichtigung einer Überhöhung von 175 mm für Verkehrslast auf Kote + 53,066 m NN. Bei der größten Durchbiegung von 0,897 m geht die Unterkante herunter auf + 52,169 m NN.

Die lichte Höhe ist also um rd. 5 cm größer als die vorgeschriebene, dabei ist auch die Breite dieses Profils noch etwas größer als 100 m, da die Höhenlage für die Fachteilungspunkte 17 und $\overline{17}$ ermittelt wurde, die 111,30 m auseinander liegen. Die Durchbiegung von 0,897 m in Punkt 17 setzt sich zusammen aus 0,781 m Durchbiegung infolge der Verkehrslast und 0,116 m infolge eines Wärmeunterschiedes von 15° zwischen Kabel und Versteifungsträger. Es wurde außerdem die Durchbiegung in der Mitte der Mittelöffnung (Punkt 22) ermittelt. Diese beträgt für Verkehrslast 0,884 m, für ungleichmäßige Wärmeänderung 0,139 m, zusammen 1,023 m.

Die Durchbiegungen für Verkehrslast wurden mit Hilfe von Einflußlinien für die ungünstigste Laststellung ermittelt, und zwar mit einer Verkehrslast von 0,400 t/m² auf der gesamten Brückenfläche, d. h. von 5,570 t/m für jeden Hauptträger.

Im Zusammenhang mit den Durchbiegungen wurde auch die größte Querneigung der Brückenfahrbahn bestimmt, und zwar für Belastung der halben Brückenbreite seitlich der Brückenachse mit 0,4 t/m². Hierbei wird die eine Tragwand mit 4,617 t/m, die andere mit 0,953 t/m belastet. In diesem Zusammenhang ergibt sich eine Querneigung der Fahrbahn von 1 : 38,2.

Wichtige Formänderungen sind ferner die Längsverschiebungen an den Enden, die für die Übergänge auf die benachbarten, durch Ausgleichfugen getrennten Bauwerkteile maßgebend sind.

Die Längsverschiebungen setzen sich zusammen aus den Verschiebungen infolge von Wärmeänderungen und den Verschiebungen, die durch Formänderungen infolge der Verkehrslast erzeugt werden. Hierbei sind auch Querschnittsdrehungen des Versteifungsträgers zu berücksichtigen, die eine gewisse Verschiedenheit der Verschiebungen desselben Querschnitts in verschiedener Höhe zur Folge haben. Dabei wurden gleichmäßige Wärmeänderungen (von ± 35°) und ungleichmäßige Wärmeänderungen (mit 15° Unterschied zwischen Kabel und Versteifungsträger) berücksichtigt. Die waagerechten Längsverschiebungen sind am Ende des Versteifungsträgers in Stegblechmitte auf Kölner Seite nach außen 43 mm, nach innen 102 mm, auf Mülheimer Seite nach außen 170 mm, nach innen 195 mm.

An das Ende des Versteifungsträgers schließt sich auf der Mülheimer Seite die Zugangsrampe aus Eisenbeton, auf der Kölner Seite eine Anzahl weiterer Nebenöffnungen an. Es sind dies die Flutbrücken mit zwei Öffnungen von je 52,1 m Stützweite, bis zum Hochwasserdeich reichend, und jenseits des Deiches die Vorlandbrücken mit zwei geraden Öffnungen von je 23,2 m Stützweite und zwei schiefen Öffnungen von i. M. 22,039 m und 26,009 m Stützweite. Durch die Vorlandbrücken werden die Deichstraße und die Hafenbahngleise überbrückt.

Die gesamte Länge der Brücke zwischen den Stützpunkten auf dem Kölner und Mülheimer Widerlager beträgt rd. 709 m.

Belastungsannahmen.

Ständige Last.

Bei der Ermitilung der bleibenden Belastung der einzelnen Tragwerkteile wurden die folgenden Einheitsgewichte in die Rechnung eingeführt:

1.	Weichholzpflaster der Fahrbahn, 10 cm hoch, fertig verlegt und versandet	0,095 t/m²
2.	Granitbordsteine der Fahrbahn, 21 cm breit, 26 cm hoch	0,145 t/m
3.	Kiesbeton einschließlich Feinzementschicht (für die Fahrbahndecke)	2,250 t/m³
4.	Bimsbeton mit Eiseneinlagen (für Decke der Gehwege und Radfahrwege)	1,550 „
5.	Gußasphalt	1,500 „
6.	2 Gleise der Straßen- bzw. Vorortbahn, für 1 Gleis	0,125 t/m
7.	1 Wasserrohr von 600 mm lichtem Durchmesser, gefüllt	0,450 „
8.	1 Gasrohr von 600 mm lichtem Durchmesser	0,160 „
9.	a) 8 Kabel des städtischen Elektrizitätswerkes zusammen	0,100 t/m
	b) 5 Speisekabel und 1 Telephonkabel der Straßenbahn zusammen	0,103 „
	c) 8 Kabel der Reichspostverwaltung zusammen	0,300 „
	d) 1 Kabel der städtischen Feuerwehr	0,002 „
10.	Flußstahl, Stahlguß und geschmiedeter Stahl	7,850 t/m³
11.	Gußeisen	7,250 „
12.	Einzelseil (Durchmesser 80 mm)	0,037 t/m

Verkehrslast.

Bei der statischen Berechnung der Hauptträger und der Fahrbahnkonstruktion wurden die folgenden zufälligen Lasten in Betracht gezogen:

Menschengedränge für die Hauptträger der Strombrücke 0,4 t/m², für die Hauptträger der Flutbrücke wegen der kleineren Stützweite 0,45 t/m². Für die Hauptträger der Vorlandbrücke und für die Fahrbahnteile der Strombrücke, der Flut- und Vorlandbrücken 0,5 t/m²; für die Belastung der Radfahrwege wurde eine gleichmäßig verteilte Belastung von 0,25 t/m² eingeführt.

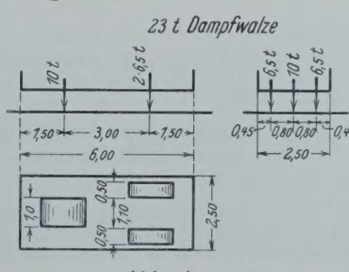


Abb. 4.

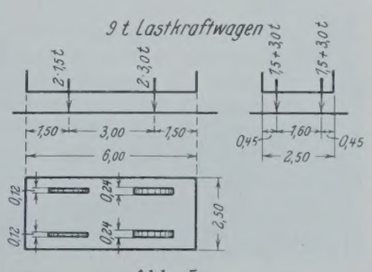


Abb. 5.

Von den auf der Brücke verkehrenden Fahrzeugen kamen in Betracht:

Dampfwalzen im Gesamtgewicht von 23 t (Abb. 4), Lastkraftwagen im Gewicht von 9 t (Abb. 5), Straßenbahnzüge auf beiden Gleisen, bestehend aus einem vierachsigen Triebwagen mit 36 t und zwei vierachsigen An-

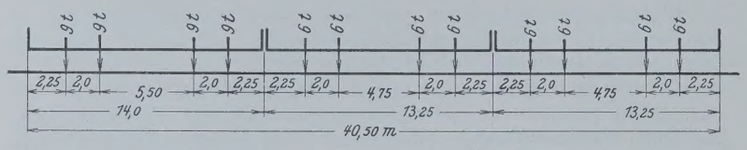


Abb. 6. Straßenbahnzug.

hängewagen mit je 24 t Gewicht (Abb. 6), und als außergewöhnliche Belastung unter Ausschluß jeder anderen gleichzeitigen Verkehrslast ein Transformatorenwagen mit enger Achsstellung und 36,5 t Gesamtgewicht (Abb. 7). Die Dampfwalze und die Lastkraftwagen kamen nebeneinander stehend, aber nicht hintereinander fahrend in Betracht. Schräg- und Quer-

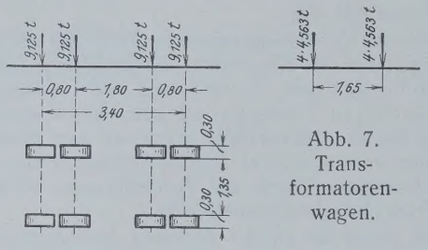


Abb. 7. Transformatorenwagen.

lagen dieser Fahrzeuge wurden ausgeschlossen. Die Straßenbahnzüge wurden in unbeschränkter Anzahl hintereinander fahrend angenommen, entweder in geschlossenem Zuge oder an beliebiger Stelle getrennt. Für die Berechnung der Hauptträger wurde an Stelle der Einzellasten der Straßenbahnzüge eine gleichmäßig verteilte Streckenlast angenommen. Diese Ersatzlast wurde mit 2,075 t/m für ein Gleis in die Rechnung eingeführt. Damit ergibt sich für die Flächeneinheit des von einem Wagenzug bedeckten, 3,10 m breiten Streifens eine Belastung von 0,670 t/m².

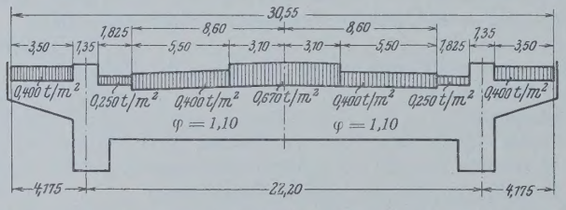


Abb. 8. Verkehrsbelastung der Hauptbrücke.

Bei der Berechnung der Querträger wurde als ungünstigste Belastung die Belastung beider Straßenbahngleise, daneben auf beiden Seiten je eine Dampfwalze und auf dem frei bleibenden Teil Menschengedränge und die Belastung der Radfahrwege in Rechnung gestellt.

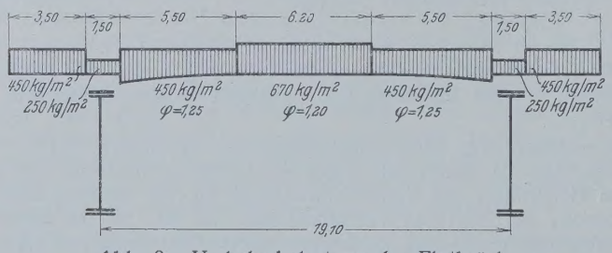


Abb. 9. Verkehrsbelastung der Flutbrücke.

Für die Hauptträger der Strombrücke wurde die gleichmäßig verteilte Verkehrsbelastung in der in Abb. 8 dargestellten Gruppierung der statischen Berechnung zugrunde gelegt. Die Gruppierung der Verkehrsbelastung für die Hauptträger der Flutbrücke zeigt Abb. 9. Bei den Hauptträgern der Vorlandbrücken wurde als Verkehrsbelastung der Straßenbahnzug mit seinen Einzellasten, die Dampfwalze und der Lastkraftwagen in ungünstigster Stellung in die Rechnung eingeführt (Abb. 10).

Die von den Verkehrslasten hervorgerufenen Kraftwirkungen wurden je nach der Stützweite des betreffenden Tragwerkteils mit einer bestimmten Stoßzahl φ multipliziert. Für die Längsträger wurde $\varphi = 1{,}37$, für die Querträger $\varphi = 1{,}36$ gesetzt. Die Verkehrslast auf den Fußwegen und den Radfahrwegen wurde ohne Stoßzahl in Rechnung gestellt. Bei der Berechnung der Hauptträger der Strombrücke wurde auch die Belastung auf den Straßenbahngleisen ohne Stoßzahl eingeführt, da für die Querschnittsbemessung stets Laststellungen maßgebend waren, bei denen eine

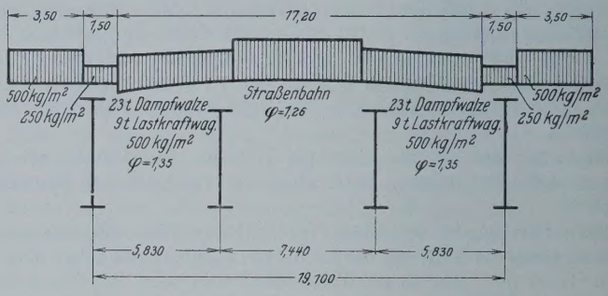


Abb. 10. Verkehrsbelastung der Vorlandbrücken.

größere Anzahl von Zügen unmittelbar aufeinander folgen. Bei einer solchen Laststellung ist aber die gleichzeitige Bewegung mehrerer Züge ausgeschlossen, daher auch eine Stoßwirkung nicht möglich. Dagegen wurde die gleichmäßig verteilte Last auf den Fahrbahnstreifen beiderseits der Straßenbahngleise mit einer Stoßzahl $\varphi = 1{,}10$ in Rechnung gestellt. Bei den Hauptträgern der Flutbrücke wurde die Verkehrslast auf den Straßenbahngleisen mit einer Stoßzahl $\varphi = 1{,}20$, bei den Vorlandbrücken mit einer Stoßzahl $\varphi = 1{,}25$ in die Rechnung eingeführt; für die Verkehrsbelastung auf den Fahrbahnstreifen beiderseits der Straßenbahngleise wurde bei der Flutbrücke $\varphi = 1{,}25$, bei den Vorlandbrücken $\varphi = 1{,}35$ gesetzt.

Wärmeänderungen.

Bei gleichmäßiger Erwärmung aller Teile wurden Wärmeschwankungen von 35° C gegenüber der mittleren Aufstellungstemperatur von 10° C angenommen. Bei ungleichmäßiger Erwärmung einzelner Teile des Tragwerks wurde ein Wärmeunterschied von 15° C in Rechnung gestellt.

Zusatzbelastungen.

Als Windbelastung wurde für die belastete Brücke ein Winddruck von 0,150 t/m², für die unbelastete Brücke ein Winddruck von 0,250 t/m² in die Rechnung eingeführt. Für die vom Wind getroffenen Flächen kommt bei der Strombrücke die Umrißfläche des vom Wind unmittelbar getroffenen Versteifungsträgers und das darüber hinausragende Verkehrsband in Betracht, außerdem die Umrißflächen der beiden Tragkabel, der Pylonenpfosten und Hängestangen in beiden Tragwänden. Bei den Flut- und Vorlandbrücken waren für die Bemessung der Anprallflächen für Winddruck die gleichen Grundsätze maßgebend.

Bremskräfte wurden in der Rechnung nicht berücksichtigt, da für die Hauptbelastung immer mehrere hintereinander stehende Züge in Betracht kommen, wobei rasches Fahren und stärkeres Bremsen ausgeschlossen ist.

Als Geländerdruck wurde eine in Holmhöhe wirkende, gleichmäßig verteilte waagerechte Belastung von 0,10 t/m angenommen.

Für den Fall einer besonderen Untersuchung des Einflusses der Reibung an den beweglichen Lagern wurde für gleitende Reibung 0,1 bis 0,2, für rollende Reibung 0,015 bis 0,030 als Reibungsziffer in die Rechnung eingeführt.

Die Werkstoffe der Brücke.

Die einzelnen Tragwerkteile wurden in der Hauptsache aus den im folgenden angegebenen Werkstoffen hergestellt.

1. Tragseile: Gußstahldraht mit einer Mindestbruchfestigkeit — je nach der Lage der Drähte im Seil — von 135 bis 145 kg/mm²;
2. Versteifungsträger: Siliziumbaustahl St Si; neben dem Siliziumbaustahl wurde für einen großen Teil der Konstruktion Union-Baustahl verwendet, der einen geringeren Si-Gehalt aufweist, Zusätze von Chrom und Kupfer enthält und, wie St Si, den Anforderungen von St 52 entspricht;
3. Pylonen: St Si;
4. Hängestangen (Rundeisenstäbe, Augenstäbe, Spannschlösser und Bolzen): geschmiedeter Stahl St C 35 · 61 [1]);
5. Kabelschellen: Stahlgußteile Stg 50 · 81 R; Bolzen: geschmiedeter Stahl St C 35 · 61; Bänder: St Si;
6. Verankerungspendel: St Si;
7. Querträger und Fahrbahnträger: St Si;
8. Belageisen: St 48;
9. Fußwegkonsolen und Geländer: St 37 · 12;

[1]) Über die Markenbezeichnung der Werkstoffe vgl. Werkstoffnormen Stahl und Eisen DIN 1600, 1612, 1661, 1681.

10. Windverband: Streben St 37 · 12; Anschlüsse St Si;
11. Lagerkörper, Gelenke und Unterlagplatten unter den Seilköpfen: Stahlguß Stg 50 · 85 R;
12. Seilköpfe, Rollen der beweglichen Lager, Gelenkbolzen und Querbalken des Verankerungspendels: geschmiedeter Stahl St C 35 · 61;
13. Besichtigungswagenträger: St 48;
14. Besichtigungswagen: St 37 · 12;
15. Flutbrücke: Hauptträger, Querträger und Fahrbahnträger St Si; Fahrbahnrandträger, Fußwegkonstruktion, Geländer, Windverband und Pendelportal St 37 · 12;
16. Vorlandbrücken: Hauptträger St Si, Längsträger St 48, Querträger, Verbände usw. St 37 · 12.

Zulässige Beanspruchungen.

Der Querschnittsbemessung der einzelnen Tragwerkteile des Überbaues der Strom-, Flut- und Vorlandbrücken wurden die in der nebenstehenden Zahlentafel angegebenen zulässigen Beanspruchungen zugrunde gelegt, die sich auf die in den Berechnungsgrundlagen für eiserne Straßenbrücken DIN 1073 angegebenen Werte stützen.

Die zulässige Schubspannung wurde mit dem 0,8fachen, der zulässige Lochleibungsdruck bei Gelenkbolzen mit dem 1,3fachen der zulässigen Zug- und Biegungsspannung festgesetzt.

Die zulässige Scherspannung der Niete und eingepaßten Schrauben mit zylindrischem oder kegelförmigem Schaft wurde mit dem 0,8fachen, ihr Lochleibungsdruck mit dem 2,5fachen Wert der zulässigen Zug- und Biegungsspannung der anzuschließenden Teile begrenzt.

Werkstoff	Beanspruchung auf Zug, Druck und Biegung bei Belastung durch		Beanspruchung auf Druck in den Berührungsflächen von Lagerteilen*) bei Belastung durch	
	Hauptkräfte allein kg/cm²	Haupt- und Nebenkräfte kg/cm²	Hauptkräfte allein kg/cm²	Haupt- und Nebenkräfte kg/cm²
St Si	2100	2400	—	—
St 48	1820	2080	8500	10 000
St 37 · 12	1400	1600	6500	8 000
Stg 50 · 81 R	1800	2000	8500	10 000
St C 35 · 81	2000	2200	9500	12 000

*) Darunter sind nur solche Lagerteile verstanden, die sich im unbelasteten Zustande in einer Linie oder in einem Punkte berühren. Bei Rollen beweglicher Lager, die mehr als zwei Rollen aufweisen, sind diese Beanspruchungen um 1000 kg/cm² ermäßigt.

Die zulässige Zug- und Biegungsspannung der Glieder der Windverbände wurde mit $\sigma_{zul} = 1200$ kg/cm² für St 37 · 12; $\sigma_{zul} = 1560$ kg/cm² für St 48; $\sigma_{zul} = 1800$ kg/cm² für St Si festgesetzt. Sind die Gurtungen dieser Verbände zugleich Glieder der Hauptträger, so gelten für diese Glieder als zulässige Spannungen die Werte der obenstehenden Zahlentafel. Die größte im Kabel vorkommende Spannung beträgt $\sigma = 5007$ kg/cm²; als Elastizitätsmodul des Kabels wurde für den Belastungsbereich, der für die Verkehrslast maßgebend ist, $E = 1600$ t/cm² in die Rechnung eingeführt. (Fortsetzung folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Die Rheinbrücke Düsseldorf—Neuß.

Während die Stadt Köln bereits zwei Straßenbrücken und eine auch von Fußgängern benutzte Eisenbahnbrücke über den Rhein besaß, diente in Düsseldorf bisher eine einzige Brücke der Verbindung der rechts- und linksrheinischen Stadtteile, ja des ganzen dicht besiedelten Bergischen Landes mit dem Industriegebiet am linken Niederrhein.

Schon Jahre vor dem Kriege war hier der Bau einer weiteren Straßenbrücke geplant; doch konnte man sich nach der Inflation, als die alte, die „Oberkasseler Brücke“ bei der ständig steigenden Benutzung den Anforderungen des Verkehrs in keiner Weise mehr gewachsen war, zunächst doch nur zu ihrer Verbreiterung von 14,2 m auf 26,6 m entschließen, die auch trotz der Erschwernisse durch die Besatzung noch in den Jahren 1925/26 durchgeführt wurde. Dies konnte aber nur Notbehelf bleiben — war doch die Verkehrsziffer von 298 000 Fahrzeugen im Jahre 1913 auf rd. 1 070 000 im Jahre 1926 gestiegen; inzwischen hat sich die Zahl innerhalb von zwei Jahren verdoppelt! Im August 1926 war dann der Plan zum Bau der zweiten Brücke so weit gereift, daß man zur Entscheidung über das zu wählende Brückensystem schritt und im Oktober nach Erlangung der Zustimmung aller beteiligten Behörden — vor allem auch der Internationalen Zentralkommission für die Rheinschiffahrt in Straßburg — in der Stadtverordnetenversammlung den entscheidenden Beschluß zur Ausführung fassen konnte. Die Rheinische Bahngesellschaft AG. in Düsseldorf wurde mit der Finanzierung und Durchführung des Baues beauftragt.

Die neue Rheinbrücke (Abb. 1, 2 u. 3) erhielt von vornherein eine Breite von 30,5 m. In der Mitte liegt der 6,9 m breite Straßenbahnkörper, erhöht, Richtungsverkehr erzwingend. Beiderseits schließen sich je eine 6 m breite Fahrbahn und weiter die Radfahrstreifen und Fußgängerwege an, letztere beiden auf der Brücke selbst durch Geländer und auf den Rampen und Zufahrtstraßen durch hohe Bordsteinkanten getrennt. Die Gesamtlänge von 780 m war bedingt durch die Lage der Hochwasserdeiche auf beiden Ufern, die als Verkehrswege benutzt und daher auch noch überbrückt werden mußten. Da bei dem vorgefundenen günstigen Baugrund mit Pfeilern nicht gespart zu werden brauchte, konnten je drei Vorlandöffnungen von rd. 47 bis 58 m gewählt werden, an die sich die beiden rd. 24 m langen Deichbrücken anschließen. Die eigentliche Strombrücke erhielt eine mittlere Hauptstromöffnung von 206 m und zwei Nebenstromöffnungen von je 103 m und ist als Fachwerkbalken mit Hängegurt ausgebildet. Die innere Austeilung geschah so, daß zwei äußere Träger von je 160,64 m Länge = 14 Felder mit je 57,64 m = 5 Felder in die Hauptöffnung vorkragen; für den eingehängten Koppelträger bleiben somit zwischen den Gelenken 90,72 m = 8 Felder. Die Kragträger haben unter den Pylonen ihre festen Lager, die bei voller Belastung und Wind je 5279 t aufzunehmen haben; die beweglichen Lager sind als Rollenlager mit zwei Walzen von 45 cm Durchm. ausgebildet und liegen unter den Endständern. Gleichzeitig dienen diese Lager als festes Lager des benachbarten Koppelträgers der Flutbrücke. Zu diesem Zwecke trägt der Lageroberteil der Strombrücke einen Kippzapfen, auf dem der Hauptträger der Flutbrücke, der in den geschlitzten, nach unten verlängerten Endständer eingeführt ist, ruht. Dadurch ist eine Verankerung der Strombrücke, die zur Aufnahme der negativen Auflagerdrücke bei voller Verkehrslast in Brückenmitte notwendig gewesen wäre, entbehrlich geworden. Bemerkenswert ist das Fehlen eines oberen Windverbandes; als einzige seitliche Versteifung über der Fahrbahn dienen die beiden Portalriegel. Dies wurde ermöglicht durch die starke Rahmenwirkung der besonders steif mit den Querträgern verbundenen Ständer und erleichtert durch den Umstand, daß der Obergurt in den Kragträgern fast durchweg gezogen ist. Die höchsten Spitzen der Brücke über den Pylonen liegen 30 m über dem Untergurt und 45 m über dem Mittelwasserspiegel. Die Endpfosten sind 14 m hoch. Entworfen ist die Strombrücke von der Firma Hein, Lehmann & Co. AG., Düsseldorf, der auch die Lieferung und Montage der rechten Strombrückenhälfte zufiel. Generalunternehmer für die gesamten Stahlüberbauten war die Vereinigte Stahlwerke AG., Abteilung Dortmunder Union, die selbst Lieferung und Montage der linken Strombrückenhälfte sowie der Flut- und Deichbrücken übernommen hatte; von

Abb. 1.

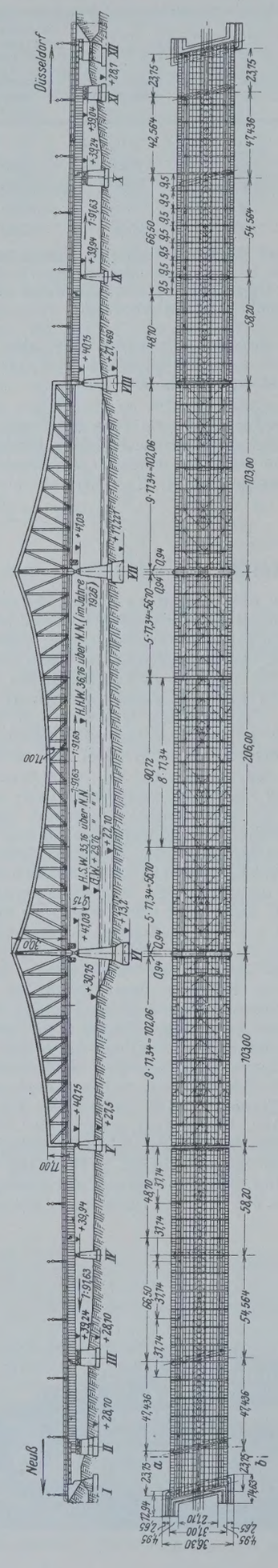


Abb. 2. Längsschnitt und Grundriß.

ihr stammt auch der Entwurf der Flutbrücken, die aus ästhetischen Gründen und, wie sich zeigte, durchaus wirtschaftlich als vollwandige Blechträger ausgebildet sind. Die Lieferung der Deichbrücken wurde an die Firma Eisenbau Bleichert G. m. b. H., Neuß, weitervergeben.

Die 12 Pfeiler wurden paarweise von sechs Düsseldorfer und Neußer Baufirmen erstellt: Heinrich Rennert, Carl Brandt, Philipp Holzmann AG., Dyckerhoff & Widmann AG., Ernst Sandvoß AG., Heinrich Redemann. Durch diese weitgehende Verteilung war es möglich, trotz erheblicher Erschwerungen infolge mehrerer Hochwässer sämtliche Pfeiler einschließlich der drei mit Luftdruck gegründeten Strompfeiler in der Zeit vom 1. Juni bis Ende des Jahres 1927 zu vollenden. Von den vier Pfeilern der Strombrücke kam der äußerste linke so weit in das Vorland zu stehen, daß er wie die Landpfeiler in offener Baugrube hergestellt werden konnte. Der äußerste rechte steht in der Uferböschung und wurde daher mittels Senkkasten gegründet, der jedoch auf künstlich geschütteter Kieshalbinsel errichtet werden konnte. Für die beiden Pylonenpfeiler jedoch wurden die Senkkasten selbstschwimmend ausgebildet und auf den Werften der Firmen Dyckerhoff & Widmann und Philipp Holzmann in Neuß bzw. Duisburg gebaut. Der Arbeitsraum der Senkkasten war 38 m lang und 12 m breit bei einer Höhe von 2 m. Alle Pfeiler erhielten die gleiche schlichte, von jeder Ausladung freie und daher äußerst schlank wirkende Form. Die obere Breite beträgt bei den Landpfeilern 2,5 m und bei den Strompfeilern 4 m. Sie sind mit Basaltlava verkleidet und dunkel verfugt.

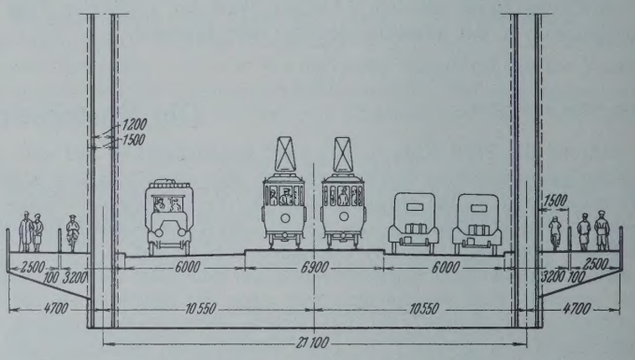


Abb. 3. Querschnitt.

Der gesamte erforderliche Betonkies — 35 000 m³ — konnte bei der von der Rheinstrombauverwaltung verlangten Profilerweiterung des Stromes gewonnen werden. Die überschüssigen 70 000 m³ Kies dienten zusammen mit dem bei der ebenfalls verlangten Erweiterung des Hochwasserprofils gewonnenen Material zur Schüttung der beiderseitigen Brückenrampen und der Zufahrtstraßen von Neuß. Einschließlich der Zufahrtstraßen vom Düsseldorfer Südfriedhof wurde eine Erdbewegung von über $^3/_4$ Mill. m³ erforderlich. Das Gewicht der Stahlüberbauten beträgt über 12 700 t. Es wurde dabei mit geringen Ausnahmen (Geländer und Schwellenträger) nur hochsilizierter Stahl verwendet, wobei man während des Baues nach den bei der Herstellung schwerer Profile gemachten Erfahrungen von dem ursprünglich allein vorgesehenen Siliziumbaustahl zu dem bis dahin noch nicht bekannten Unionbaustahl überging.

Nach der bereits erwähnten termingemäßen Vollendung der Pfeiler war im Frühjahr 1928 mit der Aufstellung der Stahlüberbauten begonnen worden. Im Herbst trat bereits der erste unerwartete Zwischenfall ein: der Lohnkampf in der Schwerindustrie. Als man im Winter — schließlich doch eher als zu befürchten gewesen — wieder mit aller Kraft bei der Arbeit war, trat unerwartet der Kälteeinbruch ein, der für lange Monate den Abtransport der Konstruktionsteile aus Dortmund vollständig zum Stillstande brachte, da sie wegen ihrer ungewöhnlichen Abmessungen nur auf dem Wasserwege herangebracht werden konnten.

Nach Abgang des Rheineises ist dann aber die Montage von Tag zu Tag sichtbar fortgeschritten; in 48 Arbeitstagen sind rd. 3735 t Stahl eingebaut und größtenteils abgenietet worden. Durch dieses gewaltige Tempo wurde die ganze verlorene Zeit wieder eingeholt, ja überholt. Die Übergabe der fertigen Brücke im Oktober 1929 bedeutet eine Unterschreitung des gesetzten Termins um ein volles halbes Jahr.

Eine ausführliche Würdigung der Brücke bleibt einem weiteren Aufsatze vorbehalten. G. z. N.

INHALT: Zum 25jährigen Bestehen des Deutschen Stahlbau Verbandes. — Die neue viergleisige Eisenbahnbrücke über die Norderelbe in Hamburg. — Bahnsteighalle Sao Paulo. — Der Umbau der Havelbrücke in Potsdam. — Fördergerüst für den Kalischacht „Niéves", Spanien. — Der Neubau der „Hohen Brücke" über den Elbingfluß in Elbing. — Ein neuer wasserloser Kolbengasbehälter. — Die neue Straßenbrücke über den Rhein in Köln-Mülheim. — Die Rheinbrücke Düsseldorf—Neuß.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

7. Jahrgang BERLIN, 11. Oktober 1929 Heft 44

Der Bau eines Hauptsammelkanals mit Bahnunterkreuzung in München.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Stadtoberbaurat **E. Stecher**, München.

Um das nach dem Mischsystem eingerichtete Münchener Kanalnetz in weiter entlegene Stadtbezirke auszudehnen, sind größere, tiefliegende Hauptsammler notwendig. Der Stadtrat hat daher im Jahre 1927 ein auf drei Jahre bemessenes Sonderbauprogramm mit einem Aufwande von jährlich 1,5 Mill. R.-M. neben dem laufenden Netzausbau in Angriff genommen, das in der Hauptsache für die raschere Förderung der großen Hauptsammelkanalbauten bestimmt ist.

Einer dieser Hauptsammelkanäle mußte vom Stadtteil Neu-Wittelsbach aus, der Geländeneigung entgegen, zum äußeren Westendviertel (Abb. 1) vorgetrieben werden. Er dient der Erschließung dieses Viertels, in dem große Baublöcke, zum Teil seit längerer Zeit, vorhanden sind und weiter entstehen. Ferner wird er die Kanäle der östlich angrenzenden, bereits entwässerten Gebiete des inneren Westendviertels, die überlastet sind, entlasten. Namentlich wird er aber die unzureichende Entwässerung der Straßenunterführungen unter den durch das Westendviertel verlaufenden Eisenbahnlinien durch einige noch auszuführende Anschlußstrecken verbessern, so daß die dort bei starken Gewittern vorkommenden Straßenüberflutungen aufhören werden. Endlich wird er der Entwässerung eines im äußeren Westendviertel geplanten, künftigen Straßenbahnhofs Vorfluter sein. Der Hauptsammler wurde in den Jahren 1927 und 1928 erbaut, zugleich wurde eine Reihe kleinerer Nebenkanäle zu bebauten Straßen hinausgeführt. Der Bau der letzteren vollzog sich in allgemein üblicher Weise. Der Bau des Hauptsammelkanals selbst brachte eine interessante Unterkreuzung der Eisenbahnanlagen vor dem Hauptbahnhof und außerdem einen teilweise ziemlich schwierigen Stollenbau, er soll deshalb im nachfolgenden kurz beschrieben werden. Der Entwurf, die Durchführung der Arbeitsvergebung, die Absteckung und die Leitung der Ausführung oblagen dem städtischen Tiefbauamt, Abteilung für Kanalisation.

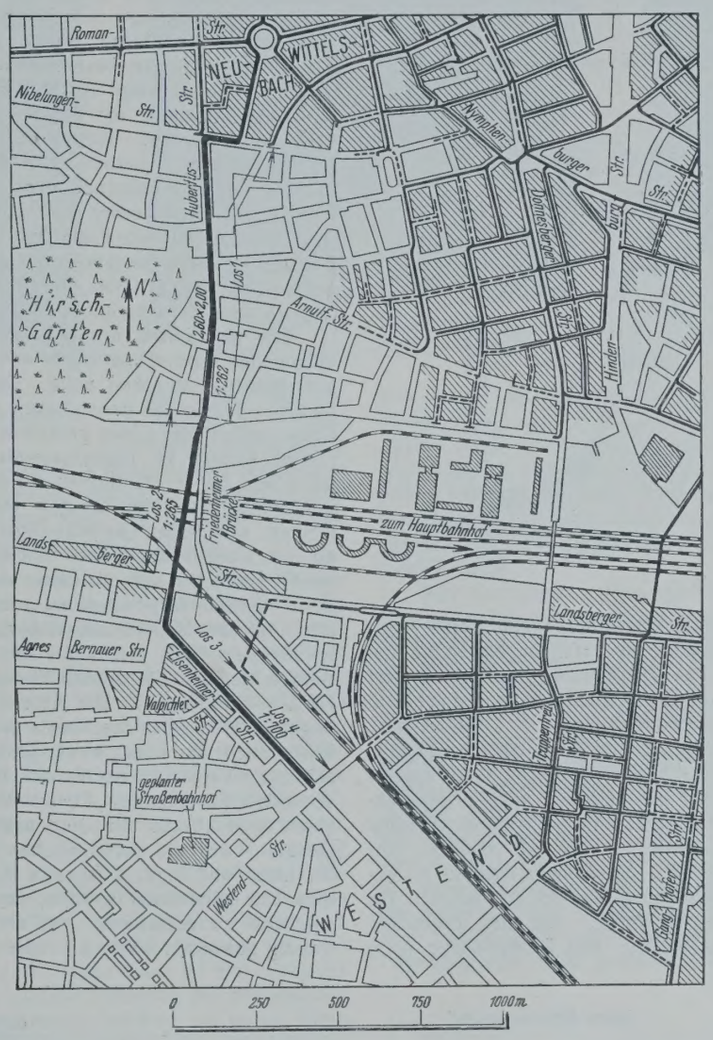


Abb. 1.

Der Hauptsammler folgt, in Neu-Wittelsbach an einen vorhandenen Hauptkanal anschließend, auf einer kurzen Strecke der bestehenden Nibelungenstraße nach Westen und biegt alsbald nach Süden um in die künftige Hubertusstraße, in der er bis zur Nordrampe der Friedenheimer Straßenbrücke, die die Reichsbahnanlagen in nordsüdlicher Richtung überquert, verbleibt. Diese Teilstrecke war als erstes Baulos an die Firma Edwards & Hummel — Alfred Kunz, München, vergeben und wurde in der Zeit vom 3. Februar 1927 bis 2. September 1927 hergestellt.

Anschließend unterfährt der Kanal die Brückenrampe in einem kurzen Tunnel und verläuft längs der Westseite der Brücke unter den Eisenbahnanlagen hindurch. Die Unterkreuzung der in sehr verschiedenen Höhenlagen zum Hauptbahnhof zusammenführenden Gleisanlagen mußte zum Teil in Stollenbauweise ausgeführt werden. Auch dieses zweite Baulos war der Firma Edwards & Hummel — Alfred Kunz, München, übertragen. Die Bauzeit erstreckte sich vom 14. September 1927 bis zum 12. Januar 1928.

Südlich der Eisenbahnanlagen biegt der Kanal nach Südwesten um und folgt dem Zuge der Elsenheimer Straße bis zur Westendstraße. Die Unterkreuzung der Bahnanlagen und die Rücksichtnahme auf die Entwässerung der Straßenunterfahrten machten eine ziemlich bedeutende Tiefenlage des ganzen Sammlers notwendig. In der Elsenheimer Straße liegt zwischen Landsberger und Agnes-Bernauer-Straße die zweigleisige Straßenbahn nach Pasing. Nächst der Agnes-Bernauer-Straße befindet sich ein Schleifengleis, in dem weiter anschließenden Teile der Elsenheimer Straße ein Hinterstellgleis der Straßenbahn. Zwischen Agnes-Bernauer- und Valpichler Straße stehen mehrstöckige Häuser, deren Fundamente bei Ausführung des Kanals in offener Baugrube noch in das sich bildende Bruchprisma gefallen wären. Südlich der Valpichler Straße ist die Elsenheimer Straße überhaupt noch nicht aufgemacht. Dort befinden sich sehr umfangreiche Holzlagerplätze und Sägewerke mit Gleisanschlüssen. Alle diese Umstände zwangen dazu, fast den ganzen Kanal der Elsenheimer Straße zu tunnelieren. Es waren zwei Baulose gebildet worden, die der Firma Ph. Holzmann A.-G., München, übertragen waren und in der Zeit vom 5. März 1928 bis 20. Februar 1929 zur Ausführung kamen.

Die Längen, die Lichtweiten und die Sohlengefälle des Sammlers sind folgende:

	Strecke	Lichthöhe × Lichtweite	Länge	Sohlengefälle
Los 1.	Nibelungen-Hubertus Straße	2,60 × 2,00 m	952 m	1 : 262
Los 2.	Bahnkreuzung	2,60 × 2,00 m	486 m	1 : 265
Los 3.	Elsenheimer Str. erster Teil	2,40 × 1,90 m	431 m	1 : 700
Los 4.	Elsenheimer Str. zweiter Teil	2,40 × 1,90 m	389 m	1 : 700

Die Gesamtlänge des Hauptsammlers ist demnach 2258 m.

Die mittlere Tiefenlage von Gelände bis Bauwerkunterkante beträgt in der Nibelungen-Hubertus-Straße rd. 7 m, innerhalb der Bahnanlagen schwankt sie von 5 bis 10 m, in der Elsenheimer Straße ist sie rd. 9 m. Der Untergrund bestand durchweg aus mehr oder minder sandhaltigem Kies, im ersten Los war Grundwasser vorhanden.

Der Kanal ist als Eiprofil gestaltet. Er fördert in der Nibelungenstraße bei ganzer Füllung rd. 14 m³/sek, an der Westendstraße 8 m³/sek. Die Brauchwassermenge ist an den genannten Stellen zu rd. 0,25 m³/sek bezw. rd. 0,15 m³/sek berechnet worden. Für die Ermittlung der Gesamtbeanspruchung wurde ein Verzögerungsplan angewendet, die Grundlagen

hierfür waren 125 l/sek Regenfall je ha und 15 min Niederschlagdauer. Die Brauchwassermenge in diesem Hauptkanal ist bei vollem Ausbau des Gebietes schon so groß, daß man das Sohlengewölbe etwas flacher als das Deckgewölbe ausführen konnte. Anfänglich wird vermehrte Spülung der oberen Endstrecke des Kanals vielleicht notwendig. Das Eiprofil hat also die Spitze oben, was aus statischen Gründen erwünscht ist. Das Deckgewölbe ist aber, um die Fördermenge bei Regen zu vergrößern, ebenfalls etwas weit ausgebildet worden. In Abb. 2 ist als Beispiel der Querschnittausbildung das Profil des Kanals der Elsenheimer Straße für offene Bauweise und für Tunnelbauweise dargestellt. Der Kanal ist in Stampfbeton im Mischungsverhältnis 1 : 3 : 5 erstellt worden, da man das erforderliche Kiessandgemisch, wie vielfach in München, in geeigneter Zusammensetzung aus der Baugrube selbst gewinnen und zum großen Teil ohne vorheriges Waschen verwenden konnte. Die Kanalsohle wurde mit einer in Quarzsandmörtel 1 : 2 verlegten Rollschicht aus hartgebrannten Klinkersteinen verkleidet. Die inneren Seitenwandungen

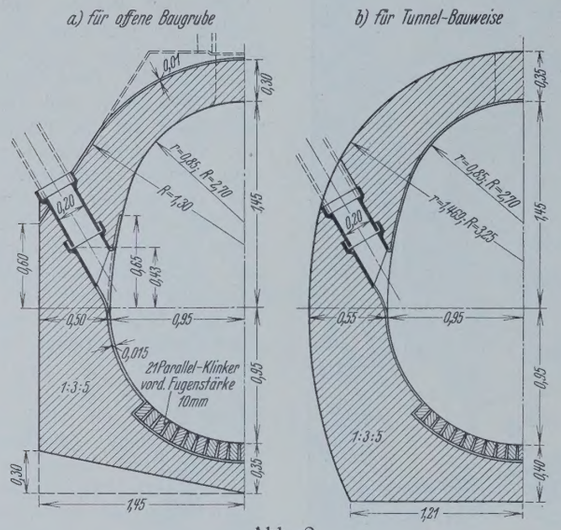


Abb. 2.

wurden durch einen wasserdichten Verputz, der in drei Lagen aufzubringen war, geschützt. Die senkrechte Außenseite der Wandungen mußte bei Ausführung in offener Bauweise an das gewachsene Land anbetoniert werden. Das Deckgewölbe erhielt bei offener Baugrube im Innern lediglich einen feineren Vorsatzbeton, außen einen Mörtelüberzug 1 : 2,5 (Bockhaut). Bei Ausführung in Tunnelbauweise war die Außenleibung nicht zugänglich. Daher wurde die Innenleibung über der Klinkersohle ringsum mit wasserdichtem Putz versehen, der Vorsatzbeton fiel natürlich weg. Etwas abweichend ist der Kanalkörper auf Grund der Standfestigkeitsuntersuchungen unter den Eisenbahnanlagen gestaltet worden. Um ein stärkeres, einheitliches Betonsohlengewölbe zu erhalten, ohne mehr Aushub zu bekommen, wurde die Klinkerrollschicht durch Beton ersetzt, auf den ein 1,5 cm starker Stahlbetonputz aufgebracht wurde. Auf den besonders stark beanspruchten Strecken wurden Sohlen- und Deckgewölbe noch mit Rundeisen bewehrt, das Deckgewölbe außerdem im Mischungsverhältnis 1 : 2 : 4 betoniert. Soweit nur eine geringe Erdüberdeckung vorhanden war, wurde statt der Bockhaut des Gewölberückens zum besseren Schutz gegen Tagwasser ein wasserdichter Verputz aufgebracht. Die Mörtelmischungen sind in Abb. 2 angegeben. Für die Anschlüsse sind Steinzeugrohre, in der Regel mit 0,20 m Lichtweite, in die Kanalwandungen einbetoniert worden. Zu den Bauten wurde im ersten Los Hochofenzement, Marke Schalke, im übrigen Portlandzemente und in den Tunnelstrecken hochwertiger Zement verwendet.

Das erste Baulos, Nibelungen-Hubertus-Straße, wurde in offener Baugrube mit senkrechten Seitenwandungen ausgeführt. Die Baugrubenwände waren mit waagerechten, 6 cm starken und 4 m langen, in der Mitte und an den Enden abgesteiften Bohlen verschalt. Zur Entfernung des in geringer Menge angeschnittenen Grundwassers wurden unter der Mitte der Kanalsohle 0,20 m weite Drainageleitungen aus Zementröhren verlegt. Sie führten zu Pumpensümpfen, die neben der Baugrube niedergebracht waren. Das Grundwasser wurde mittels Zentrifugalpumpen in den bestehenden Kanal gehoben. Der vom Kanal verdrängte, überschüssige Aushub konnte zum großen Teil als Auffüllung des Straßendammes für die künftige Hubertusstraße an Ort und Stelle verwendet werden. Weiteres Aushubmaterial wurde für die spätere Straßenwalzung deponiert. Die Arbeiterzahl betrug bei Vollbetrieb 140 bis 150 Mann. Folgende Fördergeräte waren eingesetzt: zwei Greifbagger mit Dampfantrieb und ein elektrischer Aufzugkran, der eiserne, von Hand zu füllende Kübel mit 750 l Inhalt aus der Tiefe der Baugrube hob; ferner zwei Dampflokomotiven, eine Benzollokomotive, 30 Muldenkipper und 1500 m Gleis mit 0,60 m Spurweite. Eine zentrale, elektrisch angetriebene Betonbereitungsanlage war aufgestellt.

Der Baubetrieb des zweiten Loses, der Bahnkreuzung, machte eingehende Vorverhandlungen und genaue Vereinbarungen mit der Reichsbahndirektion München nötig. Durch deren verständnisvolles Entgegenkommen wurde das Bauvorhaben wesentlich gefördert. In Abb. 3 ist der Längenschnitt des Loses gezeichnet. Die Strecken *b—c* (22 m) und *d—e'* (72 m) wurden in Tunnelbauweise vorgetrieben. Angriffspunkte waren bei *c* und bei *d*, die Stollen wurden also nur von einer Seite her in Angriff genommen. Im übrigen wurde mit offener Baugrube bei senkrechten, verschalten Grubenwänden gearbeitet. Auf Strecke *c—d* wurden die die Kanalrichtung noch überquerenden Enden von 17 Abstellgleisen samt Prellböcken auf die Dauer der Bauarbeiten entfernt, um einen etwa 20 m breiten Baustreifen zu erhalten. Eine behelfmäßige Laderampe zum Umladen überschüssigen Aushubs auf Eisenbahnfahrzeuge wurde am nördlichsten Gleis errichtet. Die Gleise zwischen *e'* und *f* mußten in Betrieb bleiben. Sie wurden in den Zugpausen durch gekuppelte I-Träger, NP 50, unterfangen. Die Arbeit unter diesen Gleisen war bei der geringen Überdeckung des Kanals recht umständlich. Schon vor Baubeginn war südlich von Punkt *e'* ein größeres Kohlenlager der Reichsbahn durch sofortigen Verbrauch der Vorräte freigemacht worden, um auch hier einen Werkplatz zu schaffen. Ebenso wurden auf Strecke *g—f* zur Gewinnung einer Arbeitsfläche die dort bestehenden Beamtengärten auf Baudauer geräumt. Auf die verschiedenen Masten der elektrischen Fahrleitungen, der Licht- und Signalanlagen war schon bei der Trassierung des Kanals Rücksicht genommen worden, um Änderungen an diesen Vorrichtungen möglichst zu vermeiden. Für den Fall, daß Grundwasserförderung notwendig geworden wäre, war eine eigene Ableitung zwischen den Gleisen und Anlage eines besonderen Versitzschachtes in größerer Entfernung von der Baugrube, etwa in Höhe von Punkt *e*, vorgesehen. Diese Vorkehrungen konnten aber wegfallen, da das Grundwasser infolge der Trockenheit sank und gerade unter der Bausohle verblieb. Zwischen den Gleisen des südlichen Abschnitts *e'—f* wurden schmale, langgestreckte Aushublagerplätze angeordnet (Abb. 4). Zwei Gleisstutzen wurden dort für Geräte- und Baustoffverkehr sowie für Abfuhr überschüssigen Baugrubenaushubs freigegeben. Der überschüssige Aushub wurde auf Eisenbahnfahrzeugen zu einer bahneigenen, 1 km entfernten Füllgrube verfrachtet. An den beiden Rampen der Friedenheimer Brücke wurden Abstiege für die Arbeiter und Rutschen für Baustoffe, die mit Fuhrwerk ankamen, errichtet. Der Baustrom wurde zugeführt durch ein Kabel,

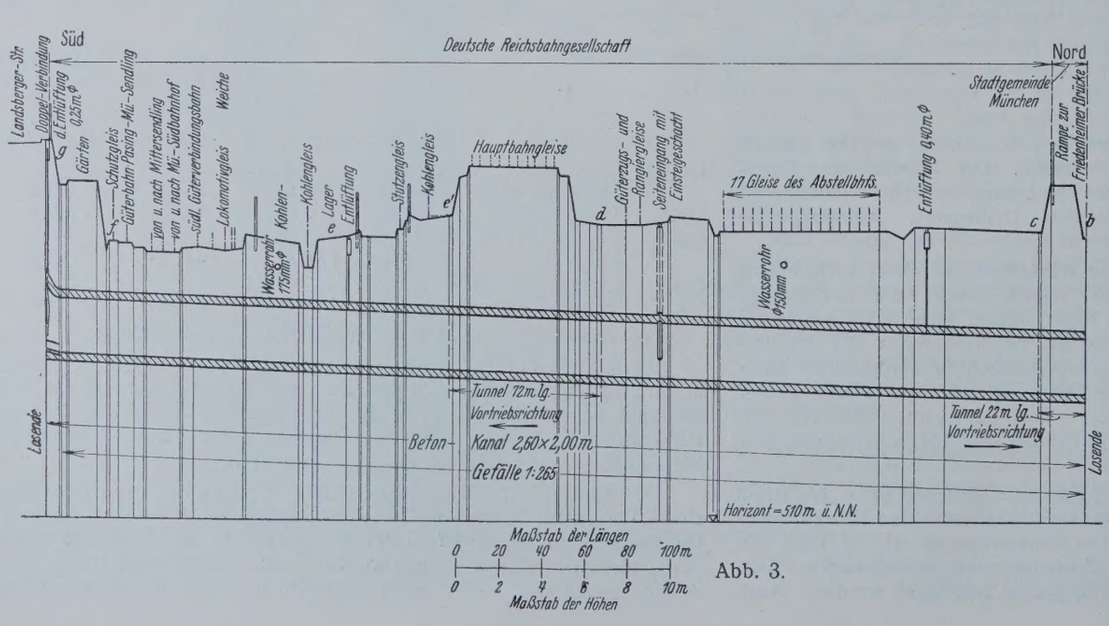


Abb. 3.

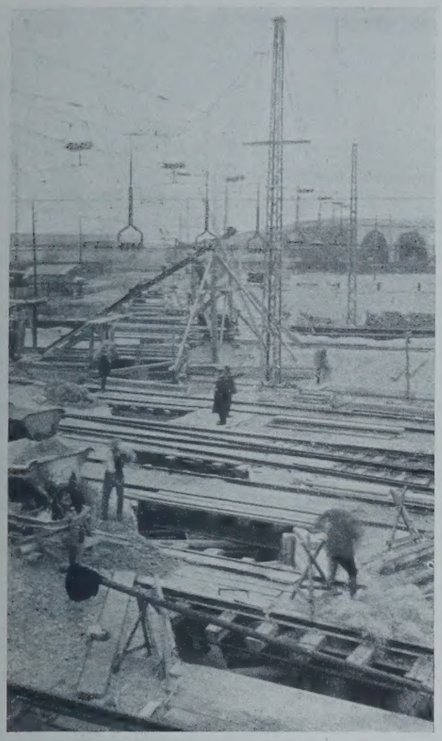


Abb. 4. Offene Kanal-Baugrube unter den in Betrieb befindlichen Eisenbahnanlagen.

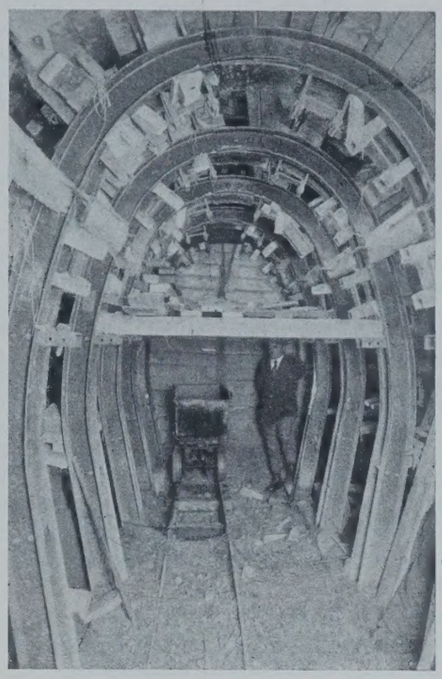


Abb. 6. Stollenvortrieb unter den Eisenbahnanlagen (Bauart Kunz D. R. P.).

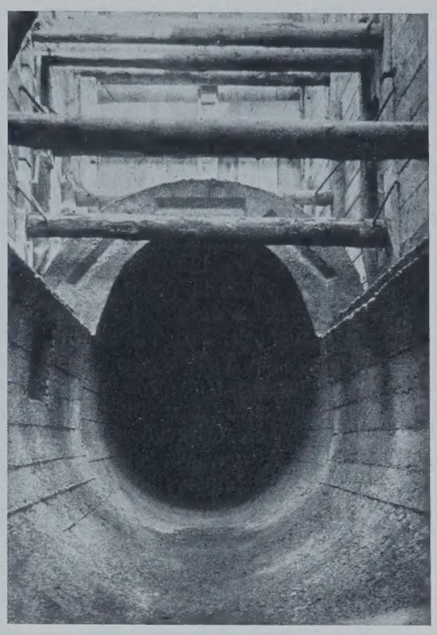


Abb. 7. Fertiger Betonkörper des Kanals unter den Eisenbahnanlagen vor Einbringung der Stahlbetonsohle und des Innenputzes.

das längs des Geländers der Friedenheimer Brücke, durch Bretter-Umkleidung geschützt, verlegt war. Die Baustellen im Bahngebiet waren selbstverständlich sorgfältig abgesperrt. Ein eigener Überwachungsdienst war angesichts des sehr lebhaften Zug- und Lokomotivverkehrs über die Baustelle von der Bahnverwaltung gestellt worden.

Der Vortrieb in den Tunnelstrecken geschah nach der durch Reichspatent geschützten Kunzschen Bauweise. Eine Konstruktionszeichnung des Querschnitts des Vortriebs bringt Abb. 5. Wie häufig bei Kanalisations-Stollenbauten werden auch hier über einen eisernen, auf einer hölzernen Schwelle fußenden Ring zugeschärfte Vortriebpfähle in das Erdreich eingetrieben, die an ihrem hinteren Ende durch Holzkeile gegen den Eisenring und die Vorderenden der vorhergehenden Pfahlreihe gestützt werden. Die Ringe wurden in Abständen von 1,05 m aufgestellt. Zugleich mit dem jeweils im First des Ausbruchquerschnitts beginnenden Vortrieb einer Pfahlreihe wird, von oben nach unten fortschreitend, die Brustverschalung bis gegen das Ende der neuen Pfahlreihe hin vorverlegt. Ist eine neue Pfahlreihe eingebracht und die Brust vorgesetzt, so wird ein weiterer Eisenring aufgestellt, und ein neuer Vortriebabschnitt beginnt, wie eben beschrieben. Die Vortriebpfähle (Pfändbretter) verbleiben im Boden, sie bilden zugleich die Außenverschalung des Profilbetons. Zwischen letzterem und dem gewachsenen Erdreich befindet sich also nur das Pfändbrett. Beim Verfahren nach Patent Kunz ist nun nicht der äußere, unter den Pfählen und Keilen sitzende Eisenring der die gesamte Rüstung und Auflast tragende Konstruktionsteil, sondern ein weiter innen befindlicher, zweiter eiserner Ring. Er dient zugleich als Stütze für die Innenschalung des Profilbetons, in der Konstruktionszeichnung ist er daher als Lehrbogen bezeichnet. Er bestand aus zwei ⊏ 14, im Scheitel war er geteilt und zusammengeschraubt. Der Lehrbogen als tragender Teil der Rüstung hat natürlich geringere Auswölbung als der äußere „Ausbruchring", was eine Erhöhung der Sicherheit der Rüstung bedeutet. Der Ausbruchring, der mehrfach geteilt wurde, bestand aus Feldbahnschienen und wurde auf den Lehrbogen durch besondere, gegen seitliches Umkippen stark verkeilte „Reiter" abgestützt. Den fertigen Tunnelausbruch, gegen die Brust hin gesehen, zeigt mit den Lehrbogen und Reitern Abb. 6.

Der Stollenvortrieb ging glatt vonstatten. Nur beim Durchschlag des Stollens gegen die offene Baugrube hin bei Punkt *e'* trat von der Böschung der Hauptgleise her kräftigerer Erddruck auf, der durch verstärkte Absteifungen der Baugrube abgefangen werden mußte. Die eisernen Ausbruchringe wurden beim Betonieren wieder gewonnen, verblieben also nicht im Bauwerk. Zuerst wurden die Seitenwandungen des Kanals, dann das Deckgewölbe betoniert. Nach Entfernung der Lehrbogen wurde das Sohlgewölbe eingebracht.

Die Belegschaft im zweiten Los war bei Vollbetrieb rd. 200 Mann stark. Der Fortschritt im Tunnelvortrieb betrug für eine 8stündige Schicht rd. 0,80 m. Die Baustelle war, wie aus dem Vorhergehenden ersichtlich, in mehrere, nicht miteinander verbundene Teile getrennt, weshalb folgende Geräte nötig wurden: Zwei fahrbare Schwenkkrane mit Dampfbetrieb für Heben von Förderkübeln, drei feststehende, elektrisch angetriebene Aufzugkrane, drei Betonmischanlagen, eine Dampf- und eine Benzollokomotive, 500 m Rollbahngleis und 25 Muldenkipper, 0,60 m Spurweite. Der fertig betonierte Kanal, noch ohne Innenverkleidung, ist in Abb. 7 zu sehen; das Bild ist von einem Förderschacht aus gegen den Stollenbeginn hin aufgenommen.

Aus den bereits erläuterten Gründen wurden das dritte und vierte Los mit Ausnahme der Kanalverbindungsbauten an der Landsberger und Westendstraße und mit Ausnahme von zwei je 10 m langen Strecken, die zugleich als Förderschächte dienten, in Tunnelbauweise erstellt. Die Firma Ph. Holzmann A.-G. verwendete für die hier ebenfalls vorgeschriebene Bauweise mit Pfändbrettern die häufig zu findende Anordnung des Ausbruchringes als Tragring. Der Ring wurde aus I 12 verfertigt. Zwecks leichteren Einbauens war er in drei Teile zerlegt, die mittels Flacheisenlaschen zusammengeschraubt wurden. Der Ring wurde für die Aufnahme des Erddrucks mit einem Holztragwerk ausgesteift. Der Ringabstand betrug 1,00 m. Die Konstruktion der Rüstung zeigt Abb. 8. Für das dritte Los wurde ein Förderschacht, zugleich Baugrube für eine Kanalverbindung, am Losanfang (Landsberger Straße) angelegt, ein weiterer in der Elsenheimer Straße. Von letzterem aus fand Vortrieb nach beiden Seiten statt. Im vierten Los waren Förderschächte nur beim Losanfang und -ende möglich. Ein Bild des Vortriebs gibt Abb. 9. Vom

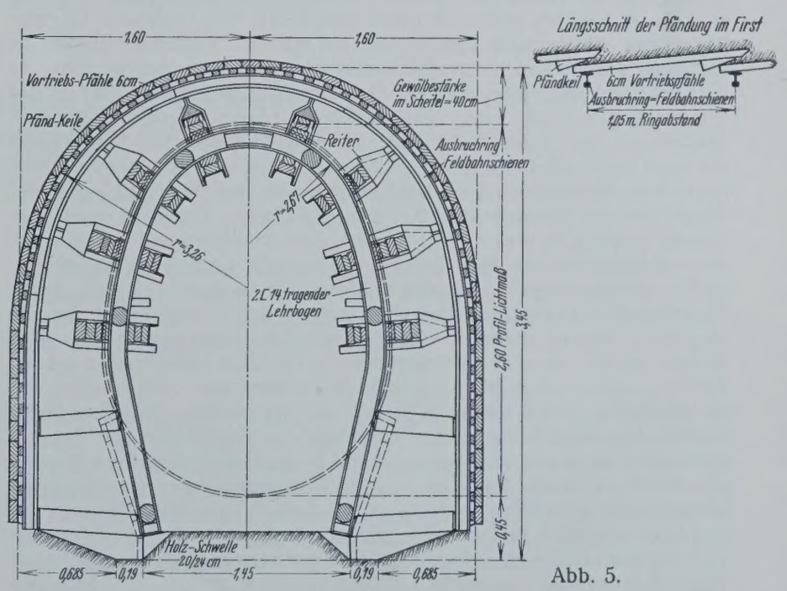


Abb. 5.

vordersten Ring aus sind im Bereiche des Deckgewölbes die Pfändbretter und die neue Brust bereits eingebaut. Bis zum Einsetzen eines weiteren Eisenringes wurden die oberen Pfändbretter durch ein starkes Hartholzsegment getragen, das auf einem nach vorn über die Holzaussteifung vorkragenden breitflanschigen I-Eisen ruht („Esel").

Im Bereiche der schon seit längeren Jahren bestehenden, mehrstöckigen Wohnhauszeile in der Elsenheimer Straße zwischen Agnes-Bernauer- und Valpichler Straße (Los 3) traten bald ziemliche Schwierigkeiten beim Vortrieb auf. Die genannten Häuser wurden seinerzeit noch durch wasserdichte Abortgruben und durch Versitzgruben entwässert. Letztere waren, da geschlossene Bauweise vorlag, auf der Straße angeordnet. Dabei waren in den Häusern Spülaborte eingebaut worden. Die Abortgruben waren deshalb jeweils sehr rasch gefüllt, die Räumungskosten kamen zu hoch. Man brachte heimlicherweise Überläufe von den Abortgruben zu den Versitzgruben an. Nach einiger Zeit scheinbarer Abhilfe war aber der Untergrund um die Versitzgruben verschlammt, häufige Entleerung auch dieser Gruben war nötig. Zahlreiche neue Versitzgruben wurden angelegt, sie verschlammten immer schneller. Bei Starkregen staute das Abwasser in die Anwesen zurück. (Bemerkung: Nach den derzeitigen Vorschriften sind geschlossene Abortgruben nur mehr für Trockenaborte zulässig, für Spülaborte sind Kläranlagen und Tropfkörper im nicht kanalisierten Gebiete vorgeschrieben.) Diese allmählich schlimmer werdenden Mißstände waren nur durch die Kanalisierung zu beheben. Durch das jahrelange Versitzen verschmutzter Abwässer war aber der kiesige Untergrund in der Umgebung der Versitzgruben, besonders bei Regen, durchnäßt und zum Teil mit schwarzem Schlamm durchsetzt. Schon nach 50 m Vortrieb mußte trotz des 10 m langen Förderschachtes und des großen Stollenquerschnitts wegen der schlechten Luft eine künstliche Bewetterung des Stollens, angetrieben durch einen 10-PS-Elektromotor, eingerichtet werden. Das Erdreich war in der Nähe der Gruben verschmutzt, bei Regen drang das Wasser von den Gruben her in den Stollen ein, am Boden des Stollens sammelte sich stellenweise Schlamm an. Es wurde mit größter Vorsicht gearbeitet, der Fortschritt in einer 8stündigen Schicht sank stellenweise auf 0,30 m. Schließlich fanden an der Brust des Stollens innerhalb einer Woche zwei Erdeinbrüche statt. In flachem Böschungswinkel drangen die Massen in den Stollen ein, an der Erdoberfläche bildeten sich Einbruchtrichter. Leider verursachte der eine Niederbruch auch einen tödlichen Unfall eines Mineurs. Der Vortrieb war bis zum Ende der Häuserreihe gediehen, in der nächsten Strecke waren aber noch Versitzgruben für Regenwasser, die bei Niederschlägen viel Wasser in das Erdreich brachten, zu durchfahren. Der Kies des Untergrundes enthielt in dieser Gegend noch dazu sandarme und daher etwas bewegliche Schichten. Hier befanden sich auch die Straßenbahnschleife und das Hinterstellgleis. Um den Stollenvortrieb besser zu sichern, wurde Langsamfahren der Straßenbahn und Rangieren nur zu bestimmten Stunden eingeführt. Ferner wurde zu einer Festigung des Untergrundes über dem Stollen mittels einer Zementeinspritzung geschritten. Man brachte in etwa 1,50 m gegenseitiger Entfernung über der Stollentrasse einige Reihen von 5,5 bis 6,5 m tiefen Bohrlöchern bis auf 0,5 m über Gewölbescheitel nieder. Die Bohrlöcher wurden mit Hilfe von Stahlrohren von 200 mm Lichtweite hergestellt, die beschwert und in den Boden eingedreht wurden. Der Bohrkern wurde durch eine sogen. Kiespumpe unter Wasserspülung ausgehoben. Zwei Mann leisteten in 8 h 4 bis 5 m Bohrlochtiefe. In die Bohrlöcher wurden für das Einspritzen von Zement eiserne Rohre von $1^1/_2$" (38 mm) Lichtweite eingebracht, die am unteren Ende auf eine Länge von 1,5 m mit 50 mm weiter Lochung versehen waren. Oberhalb des gelochten Rohrteiles wurde das Bohrloch mit fettem Letten ausgestampft da Kiessand oder feuchter Schweißsand nicht dicht hielten. Ein Mörtel aus Zement und Schweißsand setzte sich in den Spritzrohren fest, man preßte daher flüssigen Zementbrei ein. Auf ein Bohrloch genügten 150 kg Zement mit 250 l Wasser, um den Kies so weit zu verfestigen, daß er zusammenhielt, aber noch leicht zu behauen war. Die Zementbrühe wurde aus einer geschlossenen Mischtrommel mittels eines 6-PS-Flottmann-Kompressors in die Spritzrohre gepreßt. Eine Einspritzung dauerte 5 Minuten, der Druck war 3 at, einer Steigerung des Drucks über $3^1/_2$ at hielt die Lettendichtung nicht mehr stand.

In den übrigen Strecken, besonders in Los 4, ging der Vortrieb ohne Schwierigkeiten vonstatten.

Der Vortrieb geschah in drei Schichten. An jeder Vortriebstrecke waren je Schicht zwei Mineure, zwei Helfer und zwei Schlepper beschäftigt. Letztere besorgten den Aushub- und Rüstungstransport auf den bis zu 200 m langen Strecken zum Förderschacht. Über Tag bedienten ein Maschinist und ein Hilfsarbeiter die Aufzugvorrichtung. Der Fortschritt betrug an jeder Vortriebstelle in 8stündiger Schicht durchschnittlich 0,75 m. Bei sehr günstigen Verhältnissen konnte der untere Teil der Brust unverschalt bleiben, in solchen Strecken stieg die Schichtleistung auf 1 m. Bei schlechteren Verhältnissen trat die schon oben angegebene Verringerung der Vortriebleistung ein.

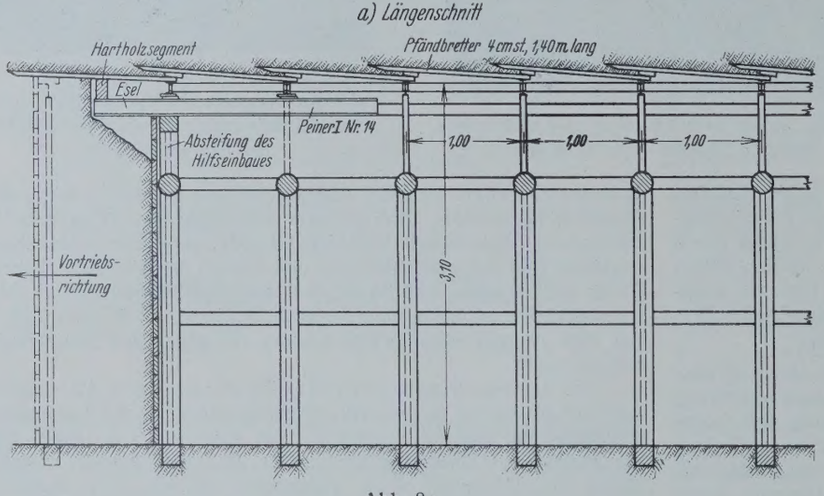


Abb. 8a.

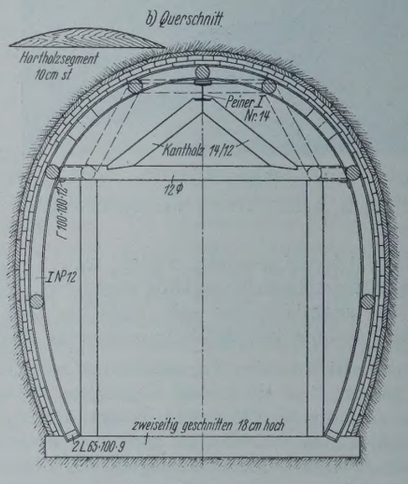


Abb. 8b.

Der überschüssige Aushub konnte großenteils an die Grundeigentümer der durchfahrenen künftigen Straßenstrecke abgegeben werden, der Rest wurde in benachbarte, ausgebeutete Kiesgruben verfüllt.

Die eisernen Ausbruchringe beließ die Firma beim Betonieren der Einfachheit halber im Bauwerk. Die Betonierung des Profils wurde an der Sohle begonnen. Den fertigen Sohlenbeton siehe Abb. 10. Man erkennt dort auch die Aussparung für die Klinkerrollschicht. Anschließend wurden für die Schalung der Seitenwände und des Deckgewölbes leichtere Eisenringe aufgestellt, auf denen die Schalbretter ruhten. Diese Verschalung ist in Abb. 11 zu sehen. Betoniert wurde in nur einer Arbeitsschicht. Unter Tage waren in einem Stollen 5 Betonarbeiter und 18 Hilfsarbeiter beschäftigt, über Tage 1 Maschinist und 6 Hilfsarbeiter für Betonbereitung und -transport. Diese Gruppe stellte täglich den Beton für 8 lfd. m Kanal her. — Für das Verlegen der Klinkersohle und für den inneren Verputz des Kanals waren tätig: unter Tage 8 Maurer und 4 Helfer, über Tage 2 Helfer. Täglich wurden 8 lfd. m Klinkersohle und Verputz eingebracht.

Insgesamt waren bei Vollbetrieb 75 bis 110 Mann auf der Baustelle beschäftigt. An größeren Geräten wurden notwendig: für jeden der beiden gleichzeitig betriebenen Förderschächte ein Aufzugkran und eine Betonbereitungsanlage. An einem Schacht waren diese Maschinen elektrisch, am anderen durch Benzin angetrieben. Ferner waren vorhanden: eine Benzollokomotive und 15 Muldenkipper, hierzu 500 m Gleis von 0,60 m Spurweite. Die geringere Erdbewegung kommt in dem Geräteeinsatz deutlich zum Ausdruck.

Die Kosten des Baues einschließlich der Sonderbauten (Kanalverbindungen, Entlüftungen, Einsteigschächte, Straßeneinläufe usw.) und Wasserhaltung, aber ohne die an einigen Stellen notwendige Straßenwiederherstellung und ohne die Kosten der Bauleitung durch die Stadt waren in runden Summen folgende:

Los 1, Nibelungen- und Hubertusstraße . .	351 000	R.-M.
„ 2, Bahnkreuzung	376 000	„
„ 3, Elsenheimer Straße, erster Teil . .	245 000	„
„ 4, „ „ zweiter Teil . .	255 000	„
Zusammen für 2258 m Kanal	1 227 000	R.-M.

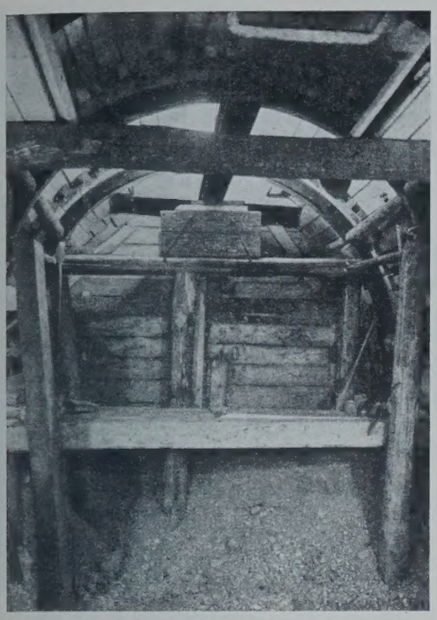


Abb. 9. Kanal Elsenheimer Straße: Tunnelvortrieb und Brustverschalung.

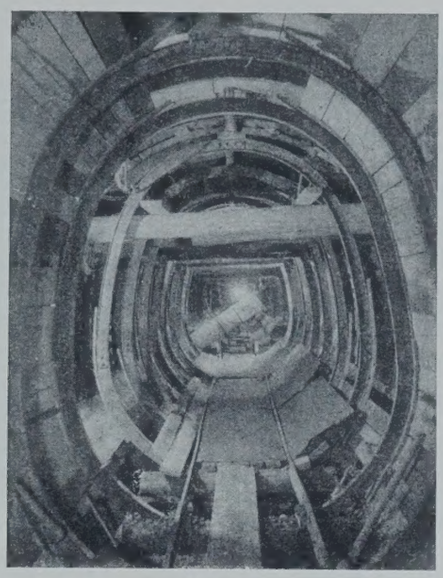


Abb. 11. Kanal Elsenheimer Straße: Schalung für den Beton der Seitenwände und des Deckgewölbes.

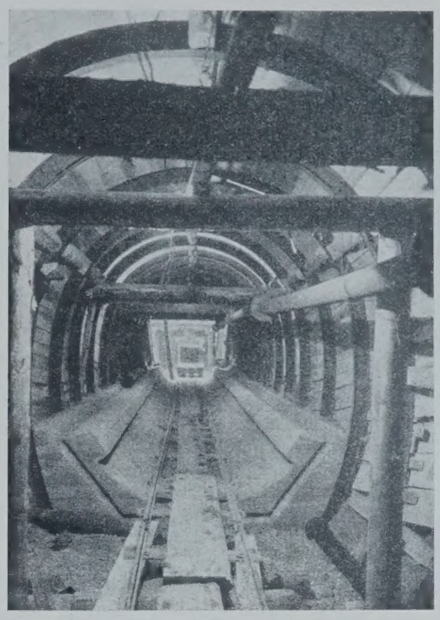


Abb. 10. Kanal Elsenheimer Straße: Sohlenbeton mit Aussparung für die Klinkerrollschicht.

Das erste Los war als öffentliche Notstandsarbeit anerkannt und durchgeführt worden. Die Stadt erhielt für jede dabei angefallene Arbeitstagschicht eines Erwerbslosen 3 R.-M. Zuschuß und 7,20 R.-M. Darlehen. Dem Bauunternehmer mußte jedoch mit Rücksicht auf die Schwierigkeit der Arbeit zugestanden werden, nur für $^3/_4$ der Belegschaft Notstandsarbeiter verwenden zu müssen, den Rest konnte er aus Stammarbeitern und Facharbeitern frei einstellen. Insgesamt fielen 16 934 Notstandsarbeiter-Tagschichten an.

Die Einheitspreise für 1 lfd. m Kanal, betriebsfertig hergestellt, waren bei den einzelnen Losen und deren Teilstrecken infolge der streckenweise stark voneinander abweichenden Verhältnisse sehr verschieden. Nachstehend sind die Preise für 1 lfd. m Kanal, betriebsfertig mit allen Leistungen und Lieferungen, insbesondere auch aller Erdarbeit, jedoch ohne Sonderbauten, ohne Wasserhaltung und ohne Straßenwiederherstellung angegeben:

	Preis für 1 lfd. m rund
1. Los 1, Nibelungen- und Hubertusstraße 2,60 × 2,00 m l. W.: offene Baugrube	315 R.-M.
2. Los 2, Bahnkreuzung, 260 × 2,00 m l. W.:	
a) nördlicher Teil, offene Baugrube ohne Gleiskreuzungen	450 „
b) Mittelteil, Tunnel unter den Hauptgleisen	830 „
c) südlicher Teil, offene Baugrube samt Gleisunterfangungen	920 „
d) für den kurzen Tunnel unter der nördlichen Brückenrampe	690 „
3. Los 3, Elsenheimer Straße, erster Teil, 2,40 × 1,90 m l. W.:	
a) offene Baugrube	525 „
b) Tunnel	550 „
4. Los 4, Elsenheimer Straße, zweiter Teil, 2,40 × 1,90 m l. W.:	
a) offene Baugrube	525 „
b) Tunnel	640 „

Zum Schlusse sei noch kurz der Aufbau der Vergebungsverträge geschildert: die Kanäle wurden nach einem Einheitspreise für 1 lfd. m, betriebsfertig, vergeben. Dieser Einheitspreis war nicht weiter in einzelne Leistungen, wie Erdaushub, Beton usw., zerlegt. Nur beim Los 2, Bahnkreuzung, waren wegen des verwickelten Baubetriebes eigene Positionen für die Verladung des überschüssigen Aushubes usw. angegeben worden. Die Sonderbauten waren nach Einheits- oder Pauschalpreisen vergeben, die Wasserhaltungsarbeiten nach Einheitspreisen (Pumpschächte und Pumpstunden nach Anfall). Alle Einheits- und Pauschalpreise waren aber in zwei Teile, einen Lohn- und einen Materialanteil gegliedert. Jeder der beiden Teile enthielt die zugehörigen Unkosten-, Wagnis- und Gewinnbeträge. Die Materialanteile der Einheits- und Pauschalpreise waren unveränderlich. Die Lohnanteile änderten sich bei etwaigen Tariflohnänderungen proportional zu den Änderungen eines Richtlohns. Den Richtlohn hatte der Unternehmer selbst anzubieten. Er hatte hierfür einen Schlüssel für die Richtlohnberechnung auszufüllen, in den er die verschiedenen Arbeiterarten, deren Stundenlohn und die Zahl der Stunden, mit der jede Lohnart ins Gewicht fallen sollte, einsetzen mußte. Die Summe der Produkte aus Stunden mal Stundenlöhnen, geteilt durch Stundenzahl ergab den jeweiligen Richtlohn für die Umrechnung der Lohnanteile bei Tarifänderungen.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Umbau der Havelbrücke in Potsdam.

Von Reg.-Baumeister a. D. **Werner Koch**, Berlin-Steglitz.

(Fortsetzung aus Heft 43.)

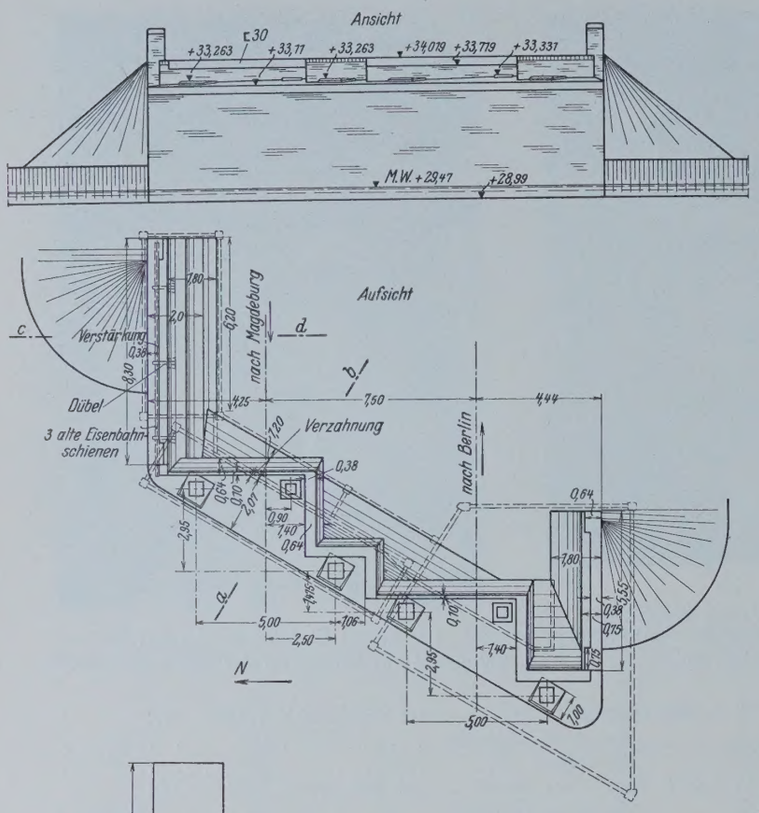
c) Die Widerlager.

Die alten Widerlager waren im Gegensatze zu den alten Pfeilern im allgemeinen in äußerlich gutem Zustande; sie wurden nur entsprechend den im Verhältnis der früheren zur heutigen Betriebslast gewachsenen Auflagerdrücken im Fundament verstärkt, da die Stützweite der hierauf gelagerten Überbauten nur unwesentlich verändert worden ist. Hinter den Rückenflächen der Widerlager wurden Zusatzpfähle geschlagen (Abb. 12), auf denen das Betonmauerwerk sich aufsetzen konnte. Die Verbindung der neuen und alten Widerlagerteile wurde durch Eisenbetondübel erzielt, deren Eiseneinlagen in pyramidenförmig ausgestemmte Löcher im alten Widerlager einbetoniert und im neuen Teil ähnlich den Mauerankern mit Flacheisen verankert wurden. Weiterhin wurden beide Teile durch eine aufgelegte, doppelt bewehrte Eisenbetonplatte von 50 cm Stärke zur einheitlichen Kraftübertragung gezwungen. Die nach unten heruntergezogenen Enden der Platte übergreifen klammerartig beide Widerlagerteile und ermöglichen somit die Aufnahme von Horizontalkräften. Auf diese Platte setzen sich erst die Abdeckplatte mit den Auflagersteinen, die ähnlich denen der Pfeiler ausgeführt sind, und das Kammermauerwerk. Die Flügelmauern wurden hauptsächlich ausgebessert und mit neuen Brüstungen versehen.

Einer besonderen Behandlung bedurfte nur der nördliche Teil des Ostwiderlagers. Dieser war vor dem Jahre 1888 ein Pfeiler der Drehbrücke, den man beim damaligen Umbau durch Anflicken eines Flügels zum Widerlager gemacht hatte (Abb. 12).

d) Wahl des Bauvorganges.

Der Umbau der Brücke mußte unter voller Aufrechterhaltung des Betriebes auf der durch Fernpersonen-, Güter- und Vorortzüge stark beanspruchten Strecke Berlin—Werder durchgeführt werden. Da es die Linienführung der Hauptgleise verlangte, die neue Brücke in der Achse der alten zu errichten, und da ein längerer, eingleisiger Betrieb und die damit verbundenen Störungen des fahrplanmäßigen Zuglaufs unbedingt vermieden werden mußten, verblieb nur der Ausweg, während des Umbaues den Betrieb über eine Hilfsbrücke zu leiten. Die Lage der Hilfs-



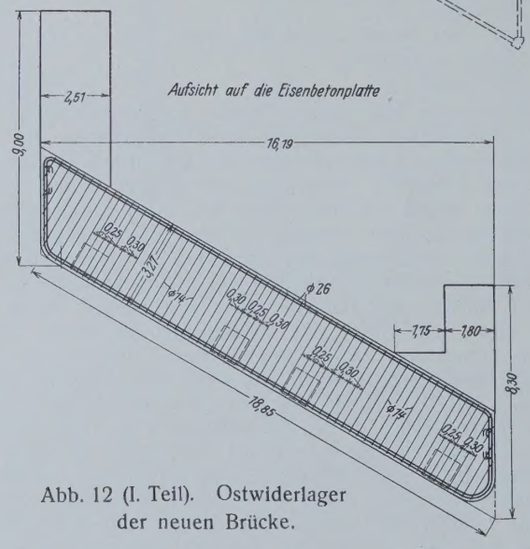


Abb. 12 (I. Teil). Ostwiderlager der neuen Brücke.

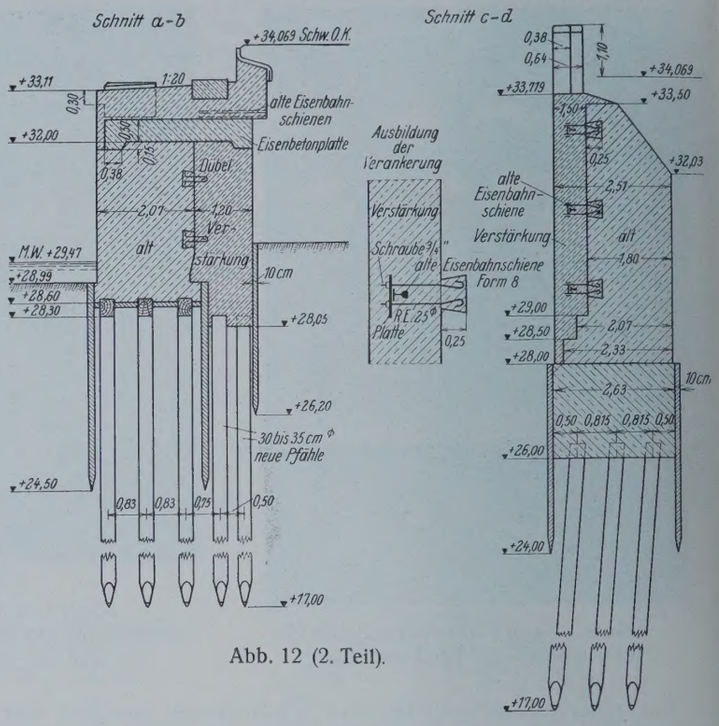


Abb. 12 (2. Teil).

brücke südlich neben der alten Brücke, also stromabwärts, war einerseits durch den an beiden Ufern vorhandenen Platz für die Gleise, anderseits zur Erzielung eines Schutzes für die Hilfspfeiler gegen Eis und Anprall von Fahrzeugen durch die alten und späterhin erneuerten Pfeiler gegeben. Nun war die Frage zu entscheiden, welche Brücke zuerst erneuert werden sollte. Man konnte entweder die beiden alten Brücken nach Süden verschieben und dann den nördlichen Bau zuerst in Angriff nehmen oder aber, wie es geschehen ist, nur die südliche Brücke nach Süden auf die Hilfspfeiler verschieben und damit den südlichen Neubau bevorzugen. Der zweite Bauvorgang wurde wegen der Kostenersparnis für die Verschiebung der nördlichen Brücke gewählt, obgleich der erste Bauvorgang trotz höherer Kosten empfehlenswerter gewesen wäre. Ein weiter unten angeführter Zwischenfall, der sich bei der Erneuerung der Südhälfte des Pfeilers I ereignete und sehr leicht nicht absehbare Folgen hätte zeitigen können, sprach nachträglich dafür und ermahnt zur Befolgung der ungeschriebenen Regel, daß man alte, im Aufbau unzureichend oder gar nicht bekannte Bauten oder Bauteile, wie es hier beim alten Pfahlrost der Nordhälfte des Pfeilers I der Fall war, im allgemeinen möglichst zuerst erneuern soll. Die veranschlagungsgemäß ersparten Gelder wurden bei weitem durch die Kosten für die Pfeilersicherung anläßlich dieses Zwischenfalls übertroffen.

Der Umbau gliederte sich mithin in folgende, größere Abschnitte:

I. Bau der Hilfsbrücke, Herstellung des Gleisprovisoriums, Verschieben der südlichen Überbauten auf die Hilfspfeiler und Umlegung des Betriebes des Gleises Magdeburg—Berlin auf die Hilfsbrücke;

II. Abbruch und Erneuerung bezw. Verstärkung der südlichen Widerlager- und Pfeilerhälften, Montage der Überbauten Ia, IIa und IIIa, Umlegung des Betriebes des Gleises Berlin—Magdeburg auf diese neue Brücke;

III. Abbruch der nördlichen alten Überbauten, Abbruch und Erneuerung bezw. Verstärkung der nördlichen Widerlager- und Pfeilerhälften, Montage der Überbauten Ib, IIb und IIIb, Umlegung des Betriebes auf die beiden neuen Brücken;

IV. Abbruch der Hilfsbrücke und des alten Mittelpfeilers;

V. Wiederherstellung des ursprünglichen Zustandes der Bahnanlagen, Brückenanstrich und sonstige Restarbeiten.

Lang anhaltende Hochwässer, Streik im Baugewerbe (vom 17. Juli bis 30. August 1925), längere Regenperioden und auch starker Frost trugen hauptsächlich neben den üblichen, kürzeren Störungen durch unvorhergesehene Ereignisse zu der erheblichen Ausdehnung der Bauzeit bei.

Abb. 13. Ansicht der Hilfsbrücke von Süden.

Die Herstellung, Lieferung und Montage der neuen Überbauten sowie der Bau der Hilfsbrücke und die Abbrucharbeiten für diese und die alten Überbauten wurden dem Werk Gustavsburg der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., die Abbruch-, Erneuerungs- und Verstärkungsarbeiten für die Pfeiler und Widerlager der Tiefbaufirma Max Hamann Baugeschäft, Berlin, übertragen.

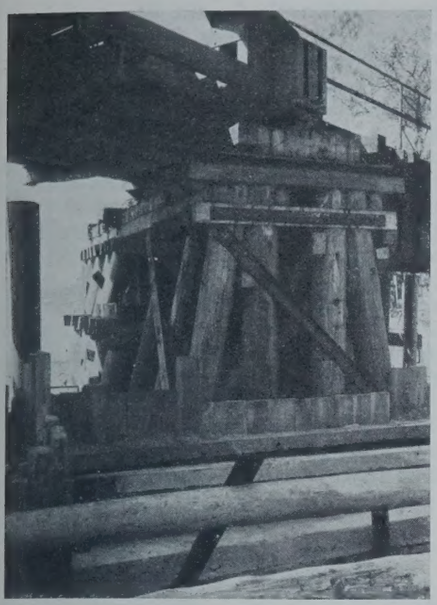


Abb. 14. Pfeiler der Hilfsbrücke. Im Vordergrunde die Baugrube für den neuen Pfeiler.

e) Bau der Hilfsbrücke und Umlegung des Betriebes.

Die Lage und Gestaltung der Hilfsbrücke, deren Bau am 20. Januar 1925 begonnen wurde, sind aus den Abb. 13, 14, 15 zu ersehen. Eine Haupt- und eine Nebenschiffahrtöffnung von 12 m und 8 m l. W. mußten freigehalten werden. Vom 15. bis 17. April 1925 wurden die alten Überbauten auf die Hilfspfeiler verschoben. Die Verschubbahn und die Konstruktion eines Verschubwagens, der zum Verschieben der Schwedlerträger benutzt wurde, sind in Abb. 16 dargestellt.

Die Brücken der Mittelöffnungen wurden mittels Hebschrauben auf die Wagen gehoben, mittels Winden und Flaschenzüge über die Verschubbahn verzogen und in gleicher Weise auf die Hilfspfeiler abgesetzt. Die Verschubwinden waren auf den Endquerträgern der Brücke angeordnet, die Flaschenblöcke an den Verschubbahnträgern befestigt. Die Blechträger der Seitenöffnungen wurden mit Ständerbäumen auf den Pfeilern und Widerlagern angehoben und ohne Verschubwagen auf den auf Pfeiler und Schwellenstapel aufgelegten Verschubbahnträgern verschoben, dann auf die neue Unterstützungskonstruktion mit Ständerbäumen abgelassen. Am 18. April 1925 ging der Betrieb des Gleises Magdeburg—Berlin über die Hilfsbrücke.

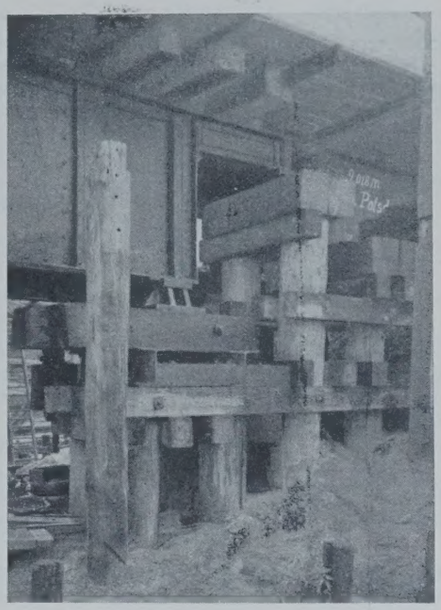


Abb. 15. Pfeiler der Hilfsbrücke. (Landanschluß.)

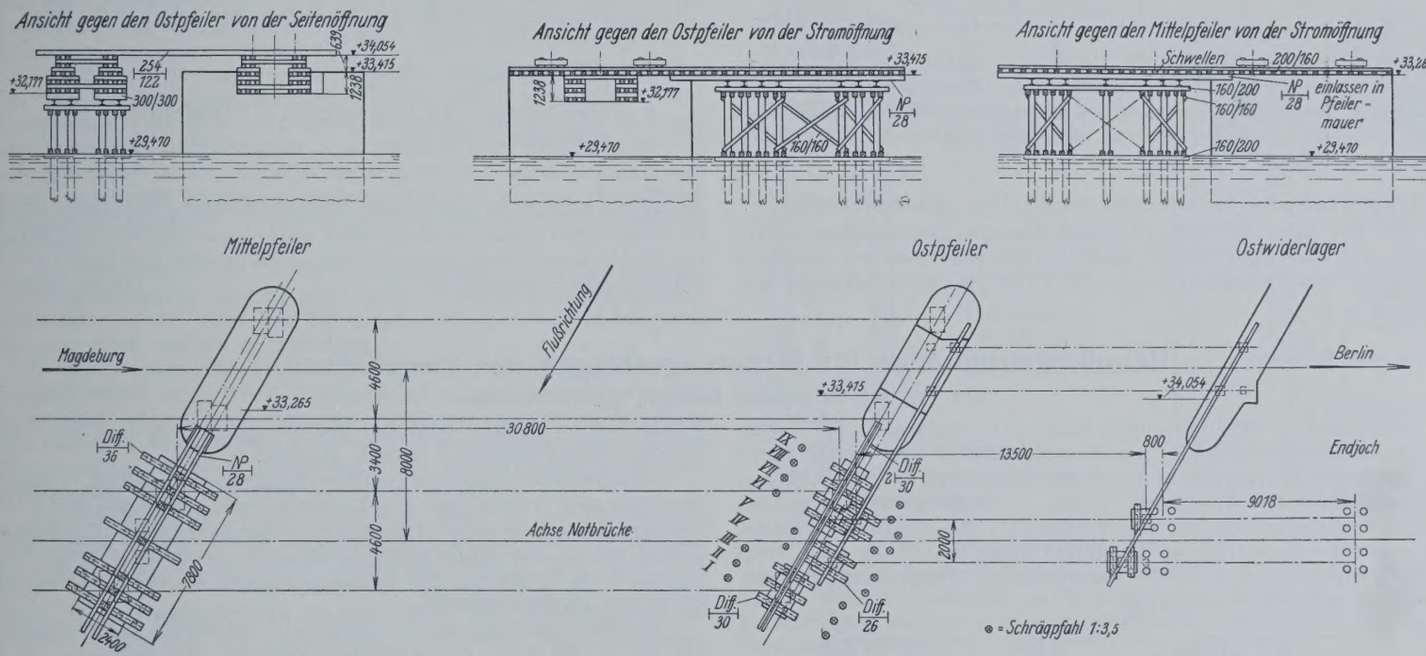
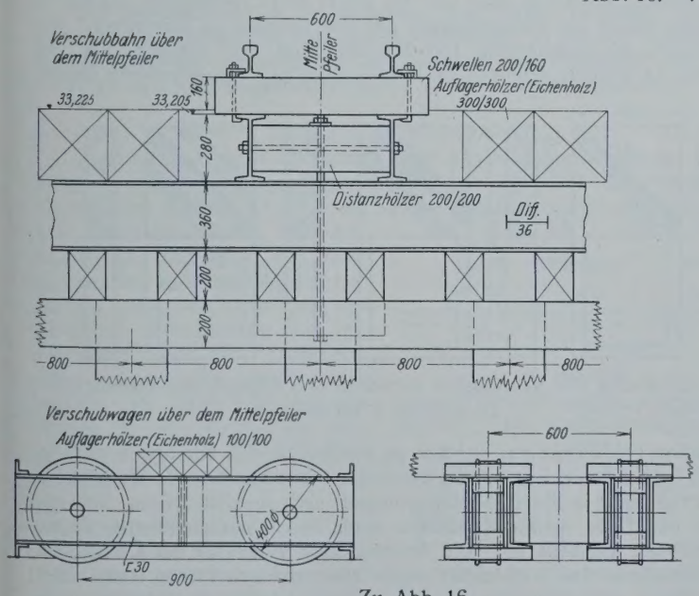
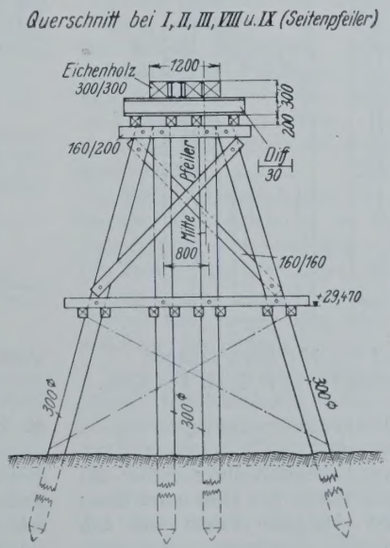


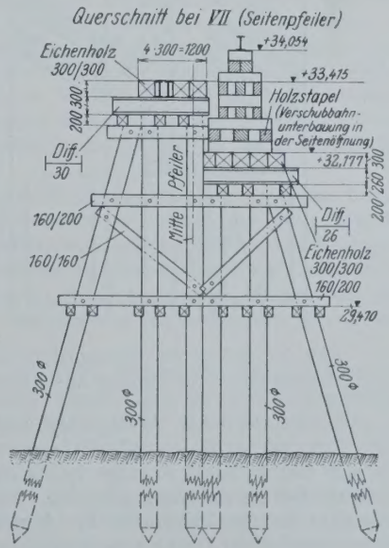
Abb. 16. Verschubbahn und -wagen.



Zu Abb. 16.



Zu Abb. 16.



Zu Abb. 16.

Die Pfähle der Hilfsbrücke hatten eine Länge von 18 m bei 30 cm mittlerem Durchmesser, reichten im Mittel bis 12 m unter Flußsohle und zogen bei einem Bärgewicht von 1200 kg und einer Fallhöhe von 1,40 m bei der letzten Hitze (10 Schläge) höchstens noch 8,5 cm, so daß sich unter Anwendung der Brixschen Formel:

$$L = \frac{h P^2 Q}{e (P + Q)^2}, \text{ worin}$$

L = Tragfähigkeit eines Pfahles in kg,
P = Gewicht des Bären in kg,
h = Fallhöhe in cm,
Q = Pfahlgewicht in kg,
e = Maß des Einsinkens, das als Durchschnitt der letzten zehn Schläge berechnet wird, in cm

bedeutet, die Grenzbelastung L eines Pfahles ergibt zu:

$$L = \frac{140 \cdot 1200^2 \left(\frac{3{,}14 \cdot 0{,}3^2}{4} \cdot 18{,}00 \cdot 650\right)}{\left(\frac{1}{10} \cdot 8{,}5\right)(1200 + 830)^2} \approx 48\,000 \text{ kg}.$$

Als zulässige Belastung ergibt sich bei einem Sicherheitsgrade von $n = 3$

$$K = \frac{1}{3} \cdot 48\,000 = 16\,000 \text{ kg}.$$

Die Rammformel von Möller, die entgegen der Brixschen aus den Gesetzen des Stoßes und des Stoßverlustes entwickelt ist, ergibt unter Zugrundelegung derselben Größen eine kleinere, zulässige Belastung jedes Pfahles von:

$$K = \frac{1}{n}\left[P + \frac{h}{e} \cdot \frac{P^2}{P + Q}\right] = \frac{1}{3}\left[1200 + \frac{140}{0{,}85} \cdot \frac{1200^2}{1200 + 830}\right] = 4300 \text{ kg}.$$

Aus dem guten Verhalten der Hilfsbrücke im Betriebe und aus den Schwierigkeiten bei ihrem Abbruch (Ziehen der Pfähle mittels schwersten Zuggerätes) muß gefolgert werden, daß die zulässige Pfahlbelastung durch keine der beiden Formeln zutreffend angegeben wird und diese tatsächlich weit über 16 t hätte liegen können.

f) Abbruch und Erneuerung der Pfeiler und Widerlager.

Die teils recht erhebliche Festigkeit des alten Betonmauerwerks der Pfeiler und Widerlager machte den Abbruch von Hand mit einfachem Stemmzeug unwirtschaftlich, so daß die Firma Hamann zur Verwendung von Preßluftwerkzeugen überging. Auch wurde das alte Mauerwerk durch Sprengen mit Erschütterungsladungen zur weiteren Zerkleinerung aufgelockert. Der Abbruch unter Wasser wurde im Schutze der einfachen, 20 cm starken Spundwand für die neuen Pfeiler unter ständiger Wasserhaltung vorgenommen. Die Wasserabsenkanlage bestand aus Rohrbrunnen von 100 mm Durchm. Die Kreiselpumpen von 225 mm Durchm. des Saugstutzens wurden durch Drehstrommotoren von 50 PS Leistung und einer Drehzahl von $n = 950$ bezw. 1150 angetrieben. Nach der Freilegung der neuen Pfeilersohle wurde der vorhandene Pfahlrost durch Ziehen je eines Pfahles, die Längen von 7 bis 9 m und Kopfdurchmesser von 35 bis 42 cm aufwiesen, untersucht und dann im nötigen Umfange durch neue Pfähle ergänzt. Die alten Pfähle waren bis auf diejenigen des alten Pfahlrostes der Nordhälfte des Pfeilers I, die nur eine Rammtiefe von 2 bis 3 m hatten, sämtlich gut erhalten. Bedingungsgemäß mußten die neuen Pfähle einen Mittendurchmesser von mindestens 30 cm haben und so lange gerammt werden, bis sie nach der Brixschen Formel eine Tragfähigkeit von 200 t aufwiesen. Die endgültige statische Untersuchung der Pfeiler und der Pfahlroste hat z. B. für den Pfahl Nr. 37, der im nördlichen Fundamentteil des Westpfeilers sitzt und am ungünstigsten beansprucht wird, eine größte Pfahlbelastung durch Haupt-, Wind- und Zusatzkräfte von $P = 25{,}33$ t ergeben; die Weisbachsche Formel:

$$W = \frac{1}{k} \cdot \tau \sqrt{1 + \frac{2k}{\tau}\left(Q + R + \frac{Rh}{\tau}\right)} - 1,$$

worin unter Anwendung auf den Pfahl 37

R = Bärgewicht = 3000 kg,
Q = Pfahlgewicht $= \frac{3{,}14 \cdot 33^2}{4} \cdot 1500 \cdot 700 = 900$ kg,
τ = Eindringungstiefe des Pfahles beim letzten Schlag = 0,25 cm,
h = Fallhöhe des Bären = 168 cm,
F = Pfahlquerschnitt $= \frac{3{,}14 \cdot 33^2}{4} = 855$ cm²,
E = Elastizitätsmaß des Pfahlmaterials = 100 000 kg/cm²,
l = Pfahllänge = 1500 cm,
$\frac{1}{k} = \frac{FE}{l}$

ist und die bekanntlich vollkommen elastische Baustoffe voraussetzt, ergibt für diesen Pfahl einen Grenzwiderstand gegen Druck von $W = 226\,000$ kg. Der Pfahl nimmt somit die errechnete Größtlast von $P = 25{,}33$ t Druck mit neunfacher Sicherheit auf. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Betonkonstruktionen für Sicherungsanlagen der Eisenbahnen.

Von Oberregierungsbaurat **Roudolf**, Berlin-Friedenau.

Neuerdings ist man mit gutem Erfolg dazu übergangen, bei mechanischen Stellwerken an Stelle der eisernen Ständer und Kanäle solche aus Eisenbeton zu verwenden; ferner hat man Kabel und Rohrleitungen für Kraftstellwerke in Betonkanäle verlegt. Auch die schwarz gestreiften, weißen Entfernungstafeln vor den Vorsignalen, die sogenannten Baken, will man neuerdings auch aus Eisenbeton herstellen. Nicht allein technische Vorzüge kommen für ihre Anwendung in Frage, sondern hauptsächlich wirtschaftliche Gründe.

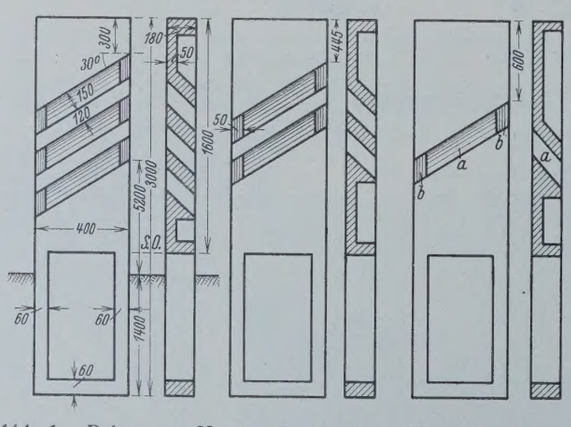


Abb. 1. Baken vor Vorsignalen und vor Niveaukreuzungen von Eisenbahnen und Straßen aus Eisenbeton. D. R. G. M. 1 009 338.

1. Baken für Vorsignale und Niveauübergänge von Eisenbahnen.

Um den Standort des Vorsignals dem Lokomotivführer vorher anzuzeigen, hat man schwarz gestreifte, weiße Baken aus Holz oder Eisen aufgestellt in 100, 200 und 300 m Abstand. Hölzerne Tafeln sind den Witterungseinflüssen sehr unterworfen, eiserne sind teuer, zumal wenn sie noch emailliert sind. Der größte Nachteil aber ist der, daß sich Schnee auf die Streifen setzt und daß die Baken sich dann nicht von dem mit Schnee bedeckten Gelände abheben.

Diesen Nachteil beseitigen die Baken Bauart Roudolf (DRGM. 1 009 338). Sie haben zwei Formen (Abb. 1 u. 2), eine schmale höhere und eine breite niedrige, je nachdem sie bei Eisenbahnen neben zwei zusammengehörigen Gleisen stehen oder zwischen zwei Gleispaaren. Im letzteren Falle ist die niedrige Form zu wählen. Die Abmessungen sind die von der Deutschen Reichsbahn vorgeschriebenen.

Die Baken bestehen aus Eisenbeton 1 : 4 und werden in Entfernungen von 100 zu 100 m vor dem Vorsignal aufgestellt. Sie haben für 100 m eine Öffnung, für 200 m zwei und für 300 m drei Öffnungen a. Unten in der Erde haben sie Aussparungen, um das Gewicht zu verringern. Die Öffnungen, die mindestens 150 · 300 mm groß sein müssen, um gut gesehen zu werden, schneien im Winter nicht zu. Sie haben den Zweck,

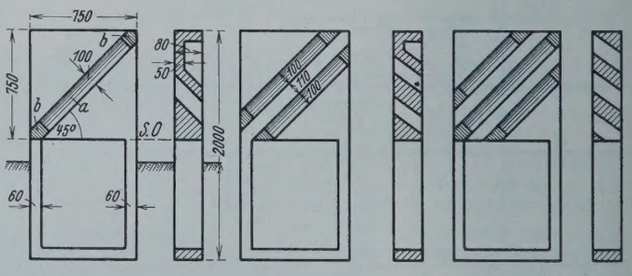


Abb. 2. Baken vor Vorsignalen zwischen den Gleisen aus Eisenbeton. D. R. G. M. 1 009 338.

die Baken bei Schnee gut sichtbar zu machen. In den Öffnungen a bleibt einmal kein Schnee liegen, und zweitens heben sie sich, da sie schwarz gestrichen und in ihren Verlängerungen nach beiden Seiten bis zur Kante der Bake schwarz gehalten sind, von einer dahinterliegenden Schneefläche deutlich ab. Die hintere obere Fläche in der Öffnung ist abgeschrägt, so daß man immer gegen eine schwarze Fläche sieht. Einfache Tafeln mit schwarzen Strichen genügen nicht, sie schneien voll-

ständig zu. Das kann bei den Tafeln mit Öffnungen nicht vorkommen, da der Schnee durchfällt.

Eine Beleuchtung der Baken bei Nacht ist nicht notwendig, weil die Lokomotivlampen sie genügend erhellen, so daß die hellgraue Farbe des Betons hinreichend hervortritt. Die Reichsbahn hat derartige Baken in den Direktionen Schwerin i. Mecklbg. und Königsberg zu Versuchzwecken aufgestellt.

Die Frage der zweckmäßigen Sicherung der Niveauübergänge spielt heute bei dem ständigen Wachsen der Zahl der Automobile und der großen Zahl der Unfälle eine große Rolle. Man ist dem Kernpunkte des Problems immer noch nicht nähergekommen. Man muß dem Führer des Automobils rechtzeitig vor dem Niveauübergang anzeigen, wann er bremsen muß, ohne selbsttätige, elektrische o. dgl. Apparate, die versagen können, und ohne Apparate, die einer Wartung bedürfen. Es kommt darauf an, dem Führer den Niveauübergang vorher deutlich kenntlich zu machen in einer Entfernung, auf die er bremsen kann, so daß er vor dem Gefahrpunkte, also vor dem Niveauübergang, zum Stillstande kommt.

Die Frage, ob der Übergang eine Schranke hat oder nicht, ist unwesentlich. Bekanntlich ist die Zahl der Unfälle an den Übergängen mit Schranke um mehr als die Hälfte größer als an Schienenübergängen ohne Schranke. Die Forderung an den Führer zu stellen, die Geschwindigkeit vor dem Übergang zu verringern, ohne ihm ein Zeichen zu geben, wie weit er vor dem Übergang anfangen muß zu bremsen, damit er richtig zum Halten kommt, ist undurchführbar.

Elektrische o. dgl. Warnanlagen sind unzuverlässig und teuer. Zweckmäßige Schrankenbeleuchtungen sind von der Reichsbahn schon eingeführt. Ferner sind jetzt „Warnkreuze" in unmittelbarer Nähe vor dem Niveauübergang aufgestellt worden. Die Kreuze sind nicht beleuchtet, weil sie im Schein der Automobillampen zu sehen sind. Aufgestellt werden sie dicht vor dem Niveauübergang.

Der eigentliche Gefahrpunkt ist somit gekennzeichnet. Es fehlt aber dem Autoführer das Warnzeichen dafür, daß er sich einem Gefahrpunkte nähert. Wenn er kurz vor dem Gefahrpunkt ist und dann erst bremst, um die Geschwindigkeit zu verringern, dann ist es zu spät. Es muß ihm vorher schon angezeigt werden, wo er seine Geschwindigkeit so verringern muß, also wo er bremsen muß, um an dem „Warnkreuz" zum Halten zu kommen. Dieser Bremsweg ist mit rd. 300 m hinreichend bemessen.

Die eine jetzt übliche △-Tafel mit Lokomotive bei unbeschranktem Übergang und eine △-Tafel mit Zaun bei beschranktem Übergang genügen nicht. Sie sind zu klein und bei Nacht nicht zu sehen — bei Nebel erst recht nicht, weil sie zu hoch hängen.

Genau so wie man bei der Eisenbahn dem Lokomotivführer das Vorsignal vorher durch Baken anzeigt, damit er am Vorsignal rechtzeitig die Bremsen anlegen kann, wenn das Hauptsignal auf Halt steht, ebenso zeigt man dem Automobilführer vor dem Niveauübergang, also vor dem „Warnkreuz" in rd. 300 m Entfernung bereits an, daß er sich einem Eisenbahnübergang nähert, und zwar von 100 m zu 100 m.

Zu diesem Zweck werden rechts vom Wege in der Fahrtrichtung unter einem kleinen Winkel zur Wegachse dieselben Baken in 100, 200 und 300 m wie bei Vorsignalen aufgestellt (Abb. 1). Sie haben Öffnungen *a*, für 100 m eine, für 200 m zwei und für 300 m drei. Einfache Tafeln mit schwarzen Strichen genügen nicht, weil sie vollständig zuschneien. Bedienung und Unterhaltung fallen weg. Die Herstellungskosten sind gering.

Bei Nebenbahnen ist die Sicherung des Straßenüberganges, der gewöhnlich keine Schranken hat, ebenso notwendig, da die vom Lokomotivführer gegebenen Läutesignale zur Warnung der Fußgänger bei dem Geräusch des Kraftwagenmotors leicht überhört werden können.

2. Eisenbetonkanäle.

An Stelle der jetzt üblichen Kanäle aus Eisenblech werden zweckmäßig bei Stellwerkanlagen Eisenbetonkanäle verwendet. Sie haben den Vorzug, daß sie haltbarer sind und nicht angestrichen zu werden brauchen; ihre Oberflächen, also die Abdeckungen, sind rauh, ein Ausgleiten des Rangierpersonals bei Schnee usw. ist nicht zu befürchten. Rollenböcke für die Führungsrollen der Drahtzüge fallen weg, die Rollenträger werden an den erforderlichen Stellen in die Betonwand eingestemmt und mit Zementmörtel befestigt. Die Betonmischung ist 1 : 4.

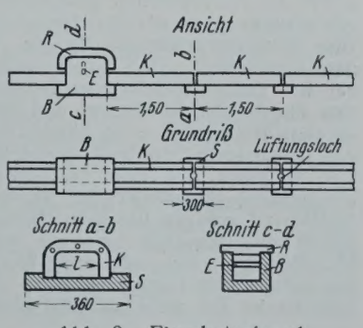


Abb. 3. Eisenbetonkanal aus einheitlichem Profil.

Der Eisenbetonkanal in ∩-Form (Abb. 3, DRGM. 922773) ist ebenso leicht und schnell zu verlegen wie der jetzt übliche eiserne ∩-Kanal, der Betonkanal rostet nicht und bedarf keiner Unterhaltung. Die einzelnen Stücke *K*, die 1,5 m lang sind, liegen auf Sohlstücken *S*. An den Stellen, an denen die Flacheisen *E* zur Aufhängung der Rollenbügel eingelegt werden, sind Böcke *B* vorhanden, die mit einem Deckel *R* geschlossen werden. Der Bock *B* hat an beiden Seiten Nasen, auf die die ∩-förmigen Kanalstücke *K* aufgelegt werden. Die Lichtweite *l* der Kanäle beträgt 150 mm für zwei Leitungen und 225 mm für vier Leitungen. Der Hauptvorteil des Betonkanals ist der, daß er billiger ist, sich rasch verlegen läßt und keinerlei Unterhaltung durch Anstrich gebraucht.

Abb. 4 (DRGM. 697999) zeigt die breiteren Kanäle:

320 mm für 4 Doppelleitungen
520 „ „ 6 „
720 „ „ 14 „
920 „ „ 18 „

Auf Böcken *C* mit überstehenden Enden ruhen Seitenplatten *S*, zwischen denen der Kanal offen ist. Der Kanal wird mit Betonplatten abgedeckt. Zur Aufhängung der Rollen werden Flacheisen eingestemmt, an den erforderlichen Stellen mit Zementmörtel verstrichen. Die etwas überstehenden Abdeckplatten sind so lang, daß ein Mann sie bequem heben kann, um die Drahtzugleitungen nachzusehen. Zur Lüftung des Kanals sind über den Rolleneisen zwischen zwei Platten kleine Öffnungen angebracht.

In Betonkanälen von 520 mm und mehr lichter Weite können auch Umlenkungen eingebaut werden, so daß deren eiserne Schutzkasten, die teuer sind, wegfallen.

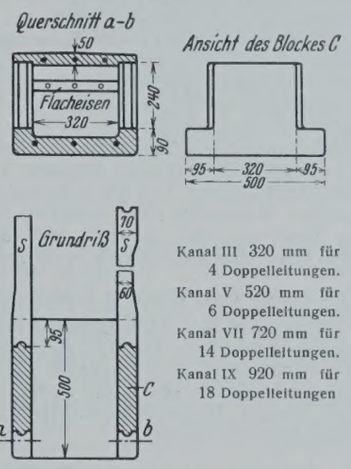


Abb. 4. Eisenbetonkanal für Drahtleitungen und Kabel. (Bauart Roudolf.)

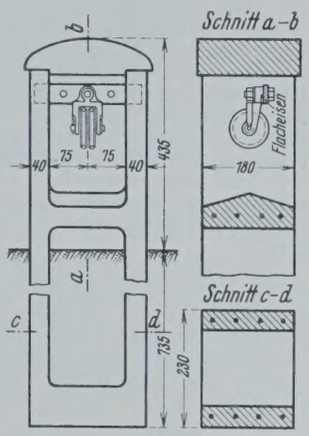


Abb. 5. Betonständer für 1 bis 2 Leitungen. (Bauart Roudolf.)

3. Eisenbetonständer.

Eiserne Ständer für Rollenleitungen verdrehen sich leicht und werden seitlich verdrückt, besonders an Böschungskanten, so daß eine genügende Standfestigkeit mitunter schwer zu erreichen ist. Knicke in den Leitungen sind dann die Folge.

Die Erfahrungen im Winter haben dazu geführt, daß die bisher frei liegenden Durchführungsrollen möglichst gegen Regen, Schnee und Eisbildung zu schützen sind. Ein Ausspülen des Öles wird vermieden an den Achsen der Rollen, ferner wird bei Schnee und Tauwetter mit nachfolgendem Frost ein Festfrieren der Leitung auf den Rollen verhütet. Das Festfrieren kann zu falschen Signalbildern und dadurch zu Betriebsunfällen führen. Ebenso sind im Sommer die Rollen durch die Abdeckung gegen das Austrocknen des Öls durch Sonnenbestrahlung geschützt.

Diesen Anforderungen entspricht der in Abb. 5 dargestellte Betonpfosten. Die Rollen für die Signaldrähte sind durch die 180 mm breite Überdeckung von oben gegen Witterungseinflüsse vollkommen gesichert. Der Pfosten hat oben einen abnehmbaren Deckel, damit die Rollen nebst Drahtleitungen bequem eingebracht werden können. Unten hat der Pfosten eine Aussparung, um das Gewicht zu verringern. Die Betonmischung der Pfosten beträgt 1 : 4.

Die Leitungsrollen hängen an einem Flacheisen mit drei Löchern, dessen mittelstes Loch dazu dient, einen Bügel für eine Doppelleitung in gerader Strecke aufzunehmen, während bei einer Doppelleitung in Krümmungen der Bügel in einem der seitlichen Löcher befestigt wird. Um bei scharfen Krümmungen Bügel für zwei Doppelleitungen anordnen zu können, ohne die Beweglichkeit der Führungsrollen zu behindern, ist der obere offene Teil des Pfostens 150 mm breit gemacht. Die Abmessungen der oberen Öffnungen sind so gewählt, daß Schnee nicht liegenbleiben kann.

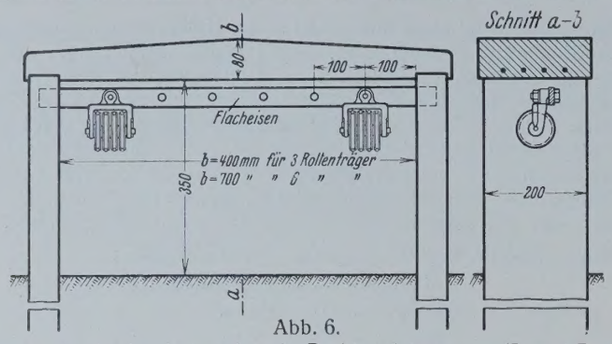


Abb. 6.
Eisenbetonständer für drei und mehr Drahtzugleitungen. (Bauart Roudolf.)

Abb. 6 zeigt Gruppenständer meiner Bauart von 3, 6 und mehr Rollenträgern. Bei mehr als sechs Doppelleitungen wird im Ständer ein zweites Flacheisen 200 m unter dem oberen eingesetzt. Der Ständer besteht aus zwei Seitenteilen und einer Deckplatte, die 220 mm breit ist, also die Rollen genügend schützt. Eine beliebige Verlängerung der Breite der Deckplatte, ebenso bei den Pfosten für ein oder zwei Doppelleitungen ist möglich, um gegebenenfalls den ganzen Stellweg von 500 mm zu überdecken, was in Gebirgsgegenden notwendig werden kann. In Österreich und in Norditalien sind viele Kanäle für Drahtleitungen in Benutzung, bei uns sind sie im Osten und in Bayern viel in Gebrauch.

Die Baken für Vorsignale und Niveauübergänge, die Betonkanäle und -pfosten werden von der Reichsbahndirektion Schwerin in Mecklenburg auf ihrem Betonwerk Rethwisch hergestellt.

Vermischtes.

Ministerialrat Dr. A. Sorger zum Ministerialdirektor ernannt. Der bisherige Vorstand der sächsischen Wasserbaudirektion, Ministerialrat Dr.-Ing. ehr. A. Sorger ist vom 1. Oktober 1929 ab unter gleichzeitiger Ernennung zum Ministerialdirektor mit der Leitung der II. Abteilung des sächsischen Finanzministeriums beauftragt worden. Dr. Sorger, der etwa zehn Jahre lang der sächsischen Wasserbaudirektion vorgestanden und sich in dieser Zeit große Verdienste um die Wasserwirtschaft des Freistaats Sachsen erworben hat, wurde am 30. Juni 1878 geboren, befindet sich also heute auf dem Höhepunkte seines Schaffens. 1899 bis 1902 besuchte er die Technische Hochschule Dresden und war Schüler u. a. von Otto Mohr und Hubert Engels. 1906 bestand er die Regierungsbaumeister-Prüfung im Wasserbaufach. 1908 wurde er Leiter des Talsperrenbaues in Malter, nach dessen Fertigstellung (1913) er als Hilfsarbeiter in die Wasserbaudirektion des Finanzministeriums berufen wurde. 1919 wurde er zum stellvertretenden Direktor und schon 1920 zum Wasserbaudirektor und Vortragenden Rat im Finanzministerium ernannt. Zahlreiche Bauten legen Zeugnis ab von seiner verdienstvollen Tätigkeit insbesondere auf dem Gebiete der Wasserkraftnutzung, und ganz besonders hoch sind seine energischen, vorzüglichen Maßnahmen zur schnellen Beseitigung der schweren Schäden zu bewerten, die im Jahre 1927 das katastrophale Hochwasser im Müglitz- und Gottleuba-Bezirk verursacht hatte.

Die Technische Hochschule Dresden hat im Jahre 1926 Herrn Dr. Sorger als Erstem die neue silberne Engels-Denkmünze und 1928 anläßlich ihrer Jahrhundertfeier in Anerkennung seiner Verdienste um die sächsische Wasserwirtschaft die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehr. verliehen[1]). „Die Bautechnik" hat bereits mehrfach wertvolle Aufsätze aus seiner Feder gebracht[2]) und darf hoffen, auch in Zukunft Herrn Ministerialdirektor Dr. Sorger zu ihren geschätzten Mitarbeitern zu zählen.

Technische Hochschule Danzig. Die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber wurde verliehen dem Reichsbahndirektionspräsidenten Bruno Möller in Königsberg Pr. in Anerkennung seiner hervorragenden Verdienste um das Zustandekommen der neuen Königsberger Bahnanlagen und wegen der gerechten Würdigung, die er der Ingenieurarbeit in den vielgestaltigen Formen des Eisenbahnwesens entgegengebracht hat.

Oberbaudirektor Wendemuth †. Am 23. September ist der hochverdiente Hamburger Oberbaudirektor Dr.-Ing. ehr. G. L. Wendemuth, der erst am 30. Juni in den Ruhestand getreten war, infolge eines Schlaganfalls gestorben. Wir haben die wichtigsten Angaben über seinen Lebenslauf bereits in Heft 32, S. 499, gebracht.

Besuch der deutschen Technischen Hochschulen im Sommerhalbjahr 1929. Die Gesamtbesucherzahl war:

	a) Studierende	b) Fachhörer	c) Gasthörer	Insgesamt[1])	Davon: Deutsche	Davon: Ausländer	Ausländer deutsch. Abkunft
Aachen . . .	950	36	366	1352 (1870)	897	89[2])	—
Berlin . . .	5763	265	227	6255 (6467)	—	—	—
Braunschweig .	1017	62	72	1151 (1131)	1083	68	—
Breslau . . .	728	41	24	793 (—)	—	—	—
Danzig . . .	1626	34	67	1727 (1903)	—	—	—
Darmstadt . .	2595	22	142	2759 (2758)	2559	143	57
Dresden . . .	3117	138	145	3400 (3318)	2935	320	145
Hannover . .	1789	52	58	1899 (2179)	1727	62[2])	—
Karlsruhe . .	1218	31	149	1398 (1523)	1134	115[2])	—
München . .	3751	44	135	3930 (4333)	3649	160	121
Stuttgart . .	1725	50	292	2067 (2513)	1726	49[2])	—

[1]) Die eingeklammerten Zahlen bedeuten die Besucherzahl im Winterhalbjahr 1928/29. — [2]) a) und b) zusammen.

[1]) Vgl. „Die Bautechnik" 1926, Heft 9, S. 113; 1928, Heft 27, S. 404.
[2]) Vgl. „Die Bautechnik" 1926, Heft 15, S. 217; 1929, Heft 1, S. 1.

Von den Studierenden (a) gehörten an der Abteilung für:

	Ingenieurbauwesen	Architektur	Maschinenbau	Elektrotechnik	Chemie und Pharmazie	Hüttenkunde	Techn. Physik, Mathematik, Naturwissenschaft, Allgemeines
Aachen . . .	148	85	188	100	52	222	73
Berlin . . .	923	447	1563	1442	314	116	350
Braunschweig .	129	78	233	143	191	—	243
Breslau . . .	92	—	243	130	75	94	46
Danzig . . .	274	128	432	257	135	—	187
Darmstadt . .	308	251	777	507	153	—	599
Dresden . . .	272	209	804		256	—	1576
Hannover . .	347	186	670	375	103	—	108
Karlsruhe . .	170	212	416	230	107	—	83
München . .	607	332	1699		313	—	655
Stuttgart . .	296	336	501	203	173	4	212

Außerdem: Bergbau: Aachen 82, Berlin 247, Breslau 48. — Schiffs- und Luftfahrzeugbau: Berlin 361, Danzig 191. — Landwirtschaft: Danzig 22, München 145.

Anweisung für Mörtel und Beton (AMB). Die unterm 20. September 1928 von der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft herausgegebene, im Verlage von Wilhelm Ernst & Sohn erschienene bekannte „Anweisung"[1]) ist nunmehr vom Reichsverkehrsminister durch Erlaß vom 8. Juli 1929 — W. I. E. II. T. 3. 162 — auch, soweit sie sich nicht ausschließlich auf den Dienstbetrieb der Reichsbahn bezieht, zur sinngemäßen Anwendung für die Bauausführungen der Reichswasserstraßenverwaltung in Kraft gesetzt worden.

Für die besonderen Verhältnisse des Wasserbaues sind dabei eine Reihe von Punkten erläutert und ergänzt. So wird betont, daß bei Wasserbauten vielfach die Dichtigkeit und Wasserundurchlässigkeit des Betons ebenso wichtig oder noch bedeutsamer für die Wahl des Mischungsverhältnisses und der Steife des Betons sind, als die Festigkeit. Auf die passende Kornzusammensetzung der Zuschlagstoffe und den genügenden Gehalt von Zement, sowie auf die richtige Wahl des Zementwasserfaktors zur Erzielung eines dichten Betons wird eindringlich hingewiesen. Bei aggressiven Wässern gewinnt die Verwendung von Traßzusatz eine erhöhte Bedeutung. Die Anwendung sog. „weichen Betons" (der sich nicht mehr stampfen läßt) soll im Wasserbau nicht ausgeschlossen sein, doch ist er mit geeigneten Werkzeugen kräftig durchzuarbeiten („stochern"). Die Anordnung lotrechter Trennungsfugen, die gegen Wasserdruck besonders zu dichten sind, wird bei ausgedehnten Wasserbauwerken gefordert. Putz und Vorsatzbeton sind bei Wasserbauten möglichst zu vermeiden, statt dessen wird für größere Betonflächen Spritzputz (Torkret) empfohlen. Bei Schalungen für Weichbeton- und Gußbetonbauten wird wegen des starken Seitendruckes eine ausreichende Befestigung durch Anker, Spanndrähte usw. unmittelbar über den waagerechten Arbeitsfugen gefordert. Ls.

Der gegenwärtige Stand der Bauarbeiten am Mittellandkanal wurde am 17. September gelegentlich einer Großen Ausschußsitzung des „Zentralvereins für Deutsche Binnenschiffahrt" zu Magdeburg vom Elbstrombaudirektor Dr.-Ing. Zander in einem Lichtbildervortrag der Öffentlichkeit zur Kenntnis gebracht. Danach sind die Bauarbeiten auf der ganzen Strecke von Peine bis zur Elbe in Angriff genommen. Um die Anfuhr der Geräte und Baustoffe zu den einzelnen Baustellen zu erleichtern, sind neun Anschlußbahnhöfe an die Reichsbahn geplant, von denen sechs bereits fertiggestellt sind. Bisher sind neun Erdarbeitenlose vergeben, die etwa ein Drittel der ganzen Kanallänge umfassen. Die gesamte Bodenbewegung beträgt 45 Mill. m³, davon sind bis jetzt 13 Mill. m³ geleistet bei einer täglichen Baggerarbeit von durchschnittlich 40 000 m³. Insgesamt sind auf den Baustrecken 18 Eimerbagger und 23 Löffelbagger eingesetzt und 125 Lokomotiven mit der Bodenförderung beschäftigt. Die Durchschnittszahl der auf den Baustellen beschäftigten Arbeiter ist auf mehr als 4000 gestiegen. Es sind Kanaleinschnitte bis

[1]) Vgl. „Die Bautechnik" 1928, Heft 44, S. 655.

22 m Tiefe auszuheben, teilweise unter besonderer Erschwernis durch ölhaltigen Felsen und durch Rutschungen. Der Schwerpunkt der ganzen Erdarbeit liegt in der Schüttung des großen Dammes zwischen Neuhaldensleben und der Elbe, dessen Krone bis zu 18 m über Gelände zu liegen kommt. Da die Lichthöhe der Elbüberbrückung in der Schiffahrtöffnung von der Internationalen Kommission mit 6 m vorgeschrieben wurde, mußte der Spiegel der Elbhaltung auf + 56 NN gehoben werden. Er liegt nun 9 m unter der Scheitelhaltung von + 65 NN, die westlich durch die Hindenburgschleuse und östlich durch die noch nicht in Angriff genommene Schleuse bei Fallersleben abgeschlossen sein wird.

Die Kreuzung von Eisenbahnen, Straßen und Wasserläufen erfordert im ganzen 12 Bahn-Über- bzw. -Unterführungen, von denen 4 fertiggestellt sind, ferner 76 Straßenbrücken, von denen 22, und 53 Durchlässe und Düker, von denen 9 fertiggestellt worden sind. Es handelt sich dabei um sehr ansehnliche Bauwerke, wie z. B. den Allerdüker, der zur Abführung von 90 m³/sek drei Öffnungen erhalten mußte und nur unter Grundwassersenkung ausführbar war. Die 900 m lange Kanalbrücke über die Elbe bei Hohenwarte mit einer mittleren Stromöffnung von 100 m Lichtweite, sowie die beiden Schiffshebewerke von 17 und 18 m Hub auf dem linken und rechten Elbufer sind noch nicht in Angriff genommen, nur die am Hebewerk bei Rotensee für den späteren Betrieb erforderlichen Wohnhausbauten sind fertig und in Benutzung genommen.

Der Grunderwerb von rd. 2600 ha konnte meist freihändig getätigt werden. Auf die Belange der Landwirtschaft wird überall besondere Rücksicht genommen. So ist z. B. im sumpfigen Drömlinggebiet ein neuartiger, elektrisch betriebener Bagger in Tätigkeit, der Moor und Torf aushebt, in einem besonderen Gehäuse nach einem Patentverfahren unter Wasserzusatz zu Schlamm umbildet und durch Rohrleitungen kilometerweit auf das Gelände verteilt. Da der profilmäßige Kanalaushub nicht ausreicht, um den großen Dammkörper in der Elbniederung herzustellen, zumal lehmhaltiger Boden als ungeeignet ausgesetzt werden muß, sind ausgedehnte Seitenentnahmen notwendig geworden, aus denen reiner Sand gewonnen und unter ständigem Wasserzusatz lagenweise in den Dammkörper eingebaut wird. Südlich Wolmirstedt wird ein mächtiges Tonlager abgeräumt, aus dem der Ton zu der Dichtungsschicht des Kanalbettes in den Dammstrecken gewonnen werden soll.

Die in Ausführung befindliche Kanalstrecke westlich Peine wird von vornherein in der Querschnittgestaltung für den Verkehr von 1000-t-Schiffen hergerichtet und erhält bei einer Wassertiefe von 3,5 m Spiegelbreiten von 37 m und in den Dammstrecken von 41 m.

Die im Jahre 1926 in Angriff genommene Reststrecke des Mittellandkanals sollte programmgemäß in sechs Baujahren gebaut werden. Leider wird sich diese Frist infolge der stark gekürzten Bauraten erheblich verlängern, so daß die Fertigstellung und Betriebseröffnung des ganzen Mittellandkanals erst im Jahre 1937 zu erwarten steht. Bemerkt sei schließlich, daß im Anschluß an den Abstiegkanal bei Rotensee durch die Stadt Magdeburg bereits eine ausgedehnte Industriehafenanlage zur Ausführung gebracht wird, die zur hochwasserfreien Aufhöhung des Geländes erhebliche Erdarbeiten erfordert. Ctg.

Jahresbericht 1928 der Tung-chi Technischen Hochschule in Woosung (China)[1]. Der vorliegende Bericht der als „Technische Fakultät" der Staatlichen Tung-chi-Universität von der chinesischen Regierung unterhaltenen Technischen Hochschule umfaßt die Zeit vom 1. Januar bis 31. Dezember 1928. Die Universität hat bekanntlich außer der technischen nur noch eine medizinische Fakultät. Die Technische Hochschule, die ein Studium von zehn Semestern voraussetzt, untersteht — wie auch die medizinische Fakultät — einem deutschen Dekan (zur Zeit Prof. Dipl.-Ing. Slotnarin), die Fachdozenten sind fast ausschließlich Deutsche; die Vortragsprache ist deutsch. Der Anstalt ist eine Mittelschule mit sechsjährigem Lehrplan und mit deutschem Schulleiter angegliedert.

Das verflossene Schuljahr ist ruhig verlaufen. Leider waren für den dringend erforderlichen Neubau zur Unterbringung der Mittelschule und für Alumnate nicht genügende Mittel vorhanden, so daß von den 700 Anwärtern nur 70 aufgenommen werden konnten. Der Bau war Ende Oktober 1928 fertiggestellt; das Obergeschoß wird für Alumnatzwecke benutzt, nur die Räume des Erdgeschosses dienen dem Unterricht. Am 26. und 27. Mai 1928 wurde in Anwesenheit zahlreicher chinesischer Gäste das zwanzigjährige Bestehen der Anstalt gefeiert, wobei bedeutsame Ansprachen gehalten wurden und von einem der Festredner der Neubau eines neuen Mittelschulgebäudes in sichere, nahe Aussicht gestellt werden konnte.

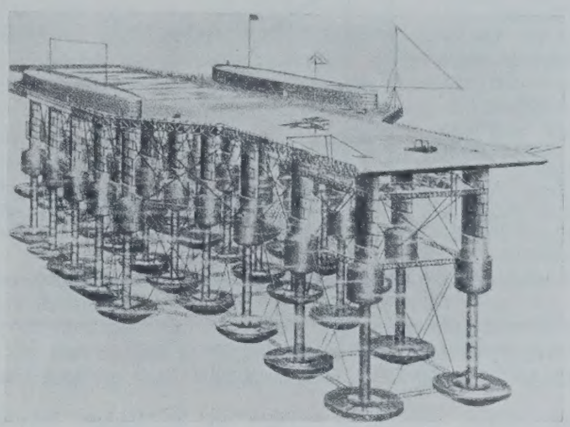
Schlußprüfungen fanden im Berichtsjahre nicht statt; die Vorprüfung (nach dem zweiten Studienjahre) bestanden 23 Kandidaten, davon 13 Bauingenieure. Die Gesamtzahl der Studierenden beider Fakultäten einschließlich der Mittelschule und Werkmeisterschule betrug 637.

Dem Jahresbericht ist ein ausführliches „neues Lehrprogramm" beigeheftet, das auch über das praktische Arbeitsjahr Aufschluß gibt und die Werkstattsordnung und Prüfungsordnungen enthält. Ls.

Der zweite Jahresbericht über den Bau der Hudsonbrücke in New York zwischen Fort Lee und Fort Washington bis Ende 1928 (New York, The Port of New York authority, 41 S., 3 Taf., 46 Abb.) bringt eine kurze Zusammenfassung der bis Ende 1928 geleisteten Arbeiten. Unter Hinweis auf den Aufsatz im „Stahlbau" 1929, Heft 17, mögen folgende Angaben genügen: Die Gründungen und Pfeilerfüße der beiden Ufer sind fertig, auch der Verankerungsblock auf der New Yorker Seite ist so weit fertig, daß die Verankerungsteile eingebaut werden konnten. Die Eisenkonstruktion der Pfeiler war bis zum zehnten Geschoß aufgestellt. (Inzwischen sind auch die beiden letzten Geschosse aufgestellt.) Von dem Draht für die Kabel waren rd. 10 000 t fertig. Da die Lieferfristen zum Teil unterschritten wurden, ist mit rechtzeitiger Fertigstellung der Brücke zu rechnen. Müllenhoff.

[1]) Vgl. „Die Bautechnik" 1928, Heft 41, S. 622.

Schwimmender Luftfahrthafen für Überseeverkehr. Nach Eng. News-Rec. 1929 vom 16. 5. soll demnächst mit der Herstellung eines bereits vor einigen Jahren entworfenen schwimmenden Luftschiffahrthafens in Amerika begonnen werden. Der Entwurf sieht für die Überquerung des Ozeans in Abständen von 750 km eine Reihe solcher schwimmender Landungsplätze vor, die mit Unterkunftsräumen für die Reisenden sowie mit Schuppen für Flugzeuge und Reparaturwerkstätten ausgerüstet sein sollen. Der erste, zunächst geplante Schwimmhafen soll versuchsweise etwa auf der halben Strecke zwischen New York und den Bermuda-Inseln stationiert werden. Die obere Plattform, die 364 × 122 m umfassen soll,



ist etwa 23 m über der Wasseroberfläche vorgesehen. Sie wird aus Stahlplatten hergestellt. Als Unterstützungen sollen die aus der Abbildung des Modells erkennbaren schwimmenden Säulen dienen, die dem Ganzen auch bei ungewöhnlich hohen Wellen eine sichere Schwimmfähigkeit geben. Im unteren Teil der Säulen sind etwa 23 m unterhalb der Landungsfläche besondere Schwimmkasten angeordnet, die 10,6 m hoch sind und bei glattem Wasserspiegel gerade ganz eintauchen. Ungefähr 21 m unterhalb dieser Schwimmkasten sind an Säulenverlängerungen Belastungskörper zur Erhaltung des Gleichgewichtes angebracht. Die Schwimmstützen sind untereinander durch einen Diagonalverband versteift. Der schwimmende Hafen wird durch ein nach dem Grund hin stufenweise schwächer werdendes Kabel mittels einer besonderen Verankerung festgelegt, so daß er sich nach dem Winde und Wellengang frei einstellen kann. Zs.

Zuschriften an die Schriftleitung.

Versuche an Armco-Eisen. Unter dieser Überschrift hat Professor Müllenhoff in der „Bautechnik" 1929, Heft 22, Ergebnisse über Rostversuche mit Armco-Eisen im Vergleich zu gewöhnlichem Flußeisen veröffentlicht, die er an Plättchen im Freien und im Rauchschlote eines Gaswerkes ausgeführt hat. Er kommt aus den Versuchen zu dem Ergebnis, daß die angeblich größere Widerstandsfähigkeit des Armco-Eisens gegen den Rostangriff unter den dort vorliegenden Verhältnissen nicht vorhanden war.

Die von Prof. Müllenhoff für die Versuche verwendeten Eisensorten hatten folgende Zusammensetzung:

	C	P	Mn	S	Si	Cu
Armco-Eisen .	0,04	0,010	0,07	0,0225	0,01	0,08 %
Flußeisen . . .	0,05	0,019	0,295	0,0305	0,01	0,305 %

Auffallend ist hier der hohe Kupfergehalt des Flußeisens von 0,305 % Cu. Es handelt sich hier offenbar nicht um ein normales, sondern um ein mit Kupfer legiertes Flußeisen. Nun ist aber durch zahlreiche, in den letzten Jahren durchgeführte Korrosionsversuche, die in Laboratorien und als Großversuche durchgeführt wurden[1]), mit ziemlicher Übereinstimmung festgestellt worden, daß ein Kupferzusatz zum Eisen die Korrosion stark herabsetzt. Eigene, in der Versuchsanstalt des Reichsbahn-Zentralamts durchgeführte Versuchsreihen an Stählen mit verschiedenem Kupfergehalt haben diese Erscheinung ebenfalls bestätigt. Aus den Kurven Abb. 1 u. 2 geht hervor, daß der Korrosionsangriff in Schwefelsäure, Salzsäure und Leitungswasser mit zunehmendem Kupfergehalt stark abfällt, und zwar bis zu etwa 0,30 bis 0,40 % Cu, während bei höherem Kupfergehalt der Korrosionsangriff

[1]) Stahl und Eisen 1926, Nr. 52, „Die Witterungsbeständigkeit gekupferten Stahles" von K. Daeves.

wieder leicht zunimmt. Das von Prof. Müllenhoff als Vergleichsmaterial verwendete Flußeisen liegt mit 0,30 % Cu fast in dem Bereich der Kurve, wo der Korrosionswiderstand am geringsten ist. Es ist wohl ohne weiteres anzunehmen, daß seine Versuchsergebnisse hierdurch nicht unwesentlich beeinflußt wurden.

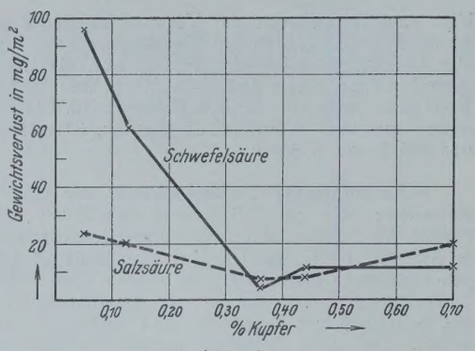


Abb. 1.

In der Versuchsanstalt des Reichsbahn-Zentralamts wurden in letzter Zeit ebenfalls Korrosionsversuche an Armco-Eisen im Vergleich zu gewöhnlichem Kesselblech durchgeführt. Der verwendete Werkstoff hatte folgende chemische Zusammensetzung:

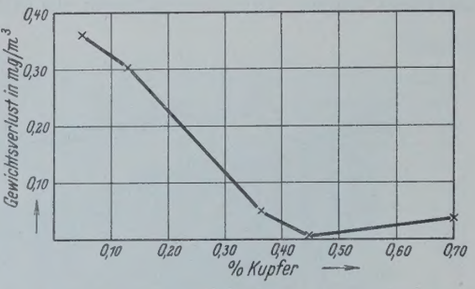


Abb. 2.

	C	Si	Mn	P	S	Cu
Armco-Eisen .	0,03	Spuren	0,06	Sp.	0,03	Sp.
Kesselblech . .	0,05	„	0,37	0,02	0,02	0,08 %

Diese Proben wurden in 5%iger und in 1%iger Schwefelsäure, 1%iger Salzsäure, 5%iger Essigsäure und Leitungswasser vier Wochen der Korrosion ausgesetzt. Sämtliche Proben wurden mit Walzhaut geprüft. Das Ergebnis enthält die nachstehende Tabelle.

Werkstoff	Lösung	Gewichtsverlust in mg/cm² Probenoberfläche
Armco-Eisen . .	5%ige	185
Kesselblech . . .	Schwefelsäure	418
Armco-Eisen . .	1%ige	45
Kesselblech . . .	Schwefelsäure	78
Armco-Eisen . .	1%ige	22,3
Kesselblech . . .	Salzsäure	22,5
Armco-Eisen . .	5%ige	1,7
Kesselblech . . .	Essigsäure	3,5
Armco-Eisen . .	Leitungswasser	1,1
Kesselblech . . .		2,6

Aus diesen Ergebnissen geht eine Überlegenheit des Armco-Eisens hervor. Nur in Salzsäure konnte kein Unterschied festgestellt werden.

Ebenso wurden Korrosionszerreißversuche mit Armco-Eisen und Kesselblech ausgeführt. Die Zerreißstäbe wurden einen Tag in 5%iger und sechs Tage in 1%iger Schwefelsäure korrodiert. Die Abnahme der Zugfestigkeit ist beim Kesselblech in fast allen Fällen höher als beim Armco-Eisen.

Zusammenfassend kann man folgendes sagen: Die in der Versuchsanstalt des Reichsbahn-Zentralamts ausgeführten Korrosionsversuche mit Armco-Eisen im Vergleich zu gewöhnlichem Kesselblech ergaben in fast allen Fällen eine Überlegenheit des Armco-Eisens.

Die Versuchsergebnisse von Prof. Müllenhoff sind durch den hohen Kupfergehalt des von ihm verwendeten Flußeisens offenbar stark beeinflußt worden. Hierauf ist wahrscheinlich die von ihm gefundene Gleichwertigkeit des Verhaltens von Armco-Eisen gegenüber Flußeisen beim Rostversuch zurückzuführen.

Dr. W. Marzahn, Berlin.

Erwiderung.

Der verhältnismäßig hohe Kupfergehalt des bei meinen Versuchen verwendeten Flußeisens war mir allerdings auch schon aufgefallen; ich habe ihm zunächst keine weitere Beachtung geschenkt, da einerseits die Flußeisenbleche aus dem normalen Lagervorrat der Firma genommen waren, die mir die Anregung zu den Versuchen gegeben hat, und da anderseits Kupfergehalte von einigen Zehntelprozent in dem normalen Flußeisen öfter vorkommen sollen, als man meist annimmt, vermutlich weil bei sehr vielen Analysen der Kupfergehalt nicht mitbestimmt wird.

Ich bin Herrn Dr. Marzahn dankbar für den Hinweis, daß dieser zufällige Kupfergehalt wahrscheinlich das Ergebnis stark beeinflußt hat.

Das Verhältnis der von ihm mitgeteilten Korrosionsverluste schwankt ziemlich stark; es bestätigt das meine Auffassung, daß nur Dauerversuche unter Verhältnissen, die der Praxis möglichst nahekommen, ein endgültiges Urteil gestatten.

Da mir von befreundeter Seite weiteres Versuchsmaterial zur Verfügung gestellt wird, werde ich die Versuche demnächst in etwas größerem Maße wiederholen und beabsichtige, seinerzeit an dieser Stelle darüber zu berichten.

In einer Zuschrift an mich erklärt die Armco-Eisen-Gesellschaft übrigens, das mir übergebene Material sei unmöglich echtes Armco-Eisen gewesen, da sie jede Gewähr übernehme, daß solches höchstens 0,15 % gesamte Beimengungen habe. Es ist natürlich jetzt nicht mehr möglich, genau festzustellen, ob bei der mir übergebenen Probe eine Vertauschung vorgekommen ist. Die weiteren Versuche werden hoffentlich Klarheit bringen.

Prof. Müllenhoff.

Wir schließen hiermit die Aussprache. Die Schriftleitung.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Ernannt: zum Reichsbahnrat: Reichsbahnamtmann Mondrzik in Essen; — zum Reichsbahnamtmann auf Dienstposten von besonderer Bedeutung: die Reichsbahnamtmänner Borstorff in Leipzig-Wahren und Speer in Mannheim sowie der technische Reichsbahnoberinspektor Drosdau in Gleiwitz; — zum Reichsbahnamtmann: die Reichsbahnoberinspektoren Kock in Wustermark, Jandy in Kassel, Hoffsümmer in Köln, Zarnekow in Neuß, Barthelmeß in Köln, Werner Müller in Magdeburg, Collmann von Schatteburg in Mainz, Friedrich in Oppeln, Fleßner, Keese und Brunken in Oldenburg, die technischen Reichsbahnoberinspektoren Krohn in Berlin, Häring in Elberfeld, Badewitz in Erfurt, Witzell in Hersfeld, Reisenweber in Aschaffenburg, Schöffel in München und Tamm in Leipzig; — zum Oberlandmesser auf wichtigerem Dienstposten: die Oberlandmesser Grün in Breslau, Schwartz in Magdeburg, Enßlin und Beck in Dresden, Weißenstein, Schreiweiß, Münz, Rheinweiler, Betz, Heldmaier und Stahl in Stuttgart.

Versetzt: Direktor bei der Reichsbahn Dr. jur. Ditmar, bisher beim R. Z. A. in Berlin, zur R. B. D. Berlin, die Reichsbahnoberräte von Conradi, Dezernent (Mitglied) der R. B. D. Erfurt, in gleicher Eigenschaft zur R. B. D. Berlin, Berghauer, Vorstand des Maschinenamts Halle (Saale), als Vorstand zum Maschinenamt Köln-Deutz, Ludwig Bauer, Dezernent beim Zentralbauamt der Gruppenverwaltung Bayern in München, in gleicher Eigenschaft zur R. B. D. Augsburg, und Hans Braun, Vorstand des Betriebsamts Eger, als Dezernent (Mitglied) zur R. B. D. Regensburg, die Reichsbahnräte Jargon, Vorstand des Verkehrsamts Altona, als Vorstand zum Verkehrsamt Gera, Dr. jur. Kalischek, bisher bei der R. B. D. Osten in Frankfurt (Oder), als Vorstand zum Verkehrsamt Fulda, Dr. jur. Streitz, bisher bei der R. B. D. Stettin, zur R. B. D. Osten in Frankfurt (Oder), Dr. jur. Seitz, bisher bei der R. B. D. Würzburg, zur R. B. D. Essen, Unruh, Vorstand des Maschinenamts Weißenfels, zum R. Z. A. in Berlin, Heyne, Vorstand des Maschinenamts Köln-Deutz, als Vorstand zum Maschinenamt Halle (Saale), Schuhmacher, bisher beim R. Z. A. in Berlin, als Leiter einer Abteilung zum Ausbesserungswerk Schneidemühl, Hans Schäfer, bisher beim Ausbesserungswerk München, zum Ausbesserungswerk Neuaubing, Röckl, bisher bei der R. B. D. München, zum Maschinenamt Regensburg, Bernhardt, bisher beim Maschinenamt Leipzig 1, als Vorstand zum Maschinenamt Allenstein, und Reinhardt, Vorstand des Neubauamts Friemersheim, infolge Auflösung dieses Amts zur R. B. D. Köln, sowie die Reichsbahnamtmänner Sommer, bisher beim R. Z. A. in Berlin, zur R. B. D. Köln, Rödenbeck und Redmann, bisher beim R. Z. A. in Berlin, zur R. B. D. Berlin.

Überwiesen: Reichsbahnrat Schumann, bisher bei der R. B. D. Köln, als Leiter einer Abteilung zum Ausbesserungswerk Köln-Nippes.

Ausgeschieden: Reichsbahnrat Johann Zache, bisher bei der R. B. D. Magdeburg.

In den Ruhestand getreten: die Reichsbahnoberräte Paul Beyerle, Dezernent (Mitglied) der R. B. D. Stuttgart, und Adolf Kohlborn, Vorstand der Starkstrominspektion in München, die Reichsbahnamtmänner Rechnungsräte Otto Grasse und Berthold Graefe, Hilfsdezernenten bei der R. B. D. Berlin, sowie die Reichsbahnamtmänner Maximilian Göbel, Hilfsdezernent bei der R. B. D. Elberfeld, Andreas Kersten, Vorstand des Bahnbetriebswerks Gera, Hermann Rühmtorf, Vorstand des Bahnhofs Neuß, Friedrich Asten, Hilfsdezernent bei der R. B. D. Magdeburg, Julius Martini beim Bauamt München 3 und Leopold Adels, Vorstand des Verkehrsbüros bei der R. B. D. Oldenburg.

Gestorben: Reichsbahnoberrat Hangarter, Dezernent (Mitglied) des R. Z. A. in Berlin, Reichsbahnrat Franz Sauer, Vorstand des Kohlenabnahmeamts in Essen, die Reichsbahnamtmänner Freyschmidt, Hilfsdezernent bei der R. B. D. Magdeburg, Hornung bei der R. B. D. Regensburg und Oeller, Vorstand der Bahnmeisterei Nürnberg Hauptbahnhof 1.

INHALT: Der Bau eines Hauptsammelkanals mit Bahnunterkreuzung in München. — Der Umbau der Havelbrücke in Potsdam. (Fortsetzung.) — Betonkonstruktionen für Sicherungsanlagen der Eisenbahnen. — Vermischtes: Ministerialrat Dr. A. Sorger zum Ministerialdirektor ernannt. — Technische Hochschule Danzig. — Oberbaudirektor Wendemuth †. — Besuch der deutschen Technischen Hochschulen im Sommerhalbjahr 1929. — Anweisung für Mörtel und Beton (AMB). — Gegenwärtiger Stand der Bauarbeiten am Mittellandkanal. — Jahresbericht 1928 der Tung-chi Technischen Hoch chule in Woosung (China). — Zweiter Jahresbericht über den Bau der Hudsonbrücke in New York. — Schwimmender Luftfahrthafen für Überseeverkehr. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

7. Jahrgang | BERLIN, 18. Oktober 1929 | Heft 45

Alle Rechte vorbehalten.

Die heutige Groß-Erdbautechnik.

Von Direktor Dr.-Ing. **Krauth**, Berlin-Lichterfelde.

Die Technik der Groß-Erdbewegung hat bei uns in Deutschland einen hohen Grad der Vervollkommnung erreicht, und die dabei angewendeten Arbeitsweisen mit den dafür geschaffenen Geräten wie Bagger, Transportwagen und Maschinen, Verkippungsapparaten usw. sind vorbildlich geworden für außerdeutsche europäische und außereuropäische Länder.

Die Gewinnung des Bodens.

Das deutsche Großgerät für die Groß-Massenbewegung ist der Eimerkettenbagger[1]) im Gegensatze zu Amerika, wo der Löffelbagger auch dort für größte Erdbewegungen verwendet wird, wo wir unbedingt Eimerkettenbagger einsetzen würden. Der Löffelbagger in seiner heutigen Gestalt mit seiner großen Beweglichkeit und in seiner Verwendungsmöglichkeit als Greif-, Kran- und Eimerseilbagger ist ein unentbehrliches Gerät für jeden Unternehmer, seine wirtschaftliche Anwendung ist jedoch begrenzt bei großen Mengenbewegungen, wo aber auch er neben dem Eimerkettenbagger meistens immer noch als Hilfsgerät mit in Tätigkeit sein wird.

Die Entwicklung des Eimerkettenbaggers von den alten Lübecker C-, A- und B-Typen zu den heutigen Konstruktionen ist dem mitteldeutschen Braunkohlenbergbau mit seinen großen Deckgebirgstärken und schwächeren Flözen zuzuschreiben, während dem rheinischen Braunkohlenbergbau mit seinen starken Kohlenflözen und schwachen Deckgebirgstärken die Entstehung der Absetzapparate und deren weitere Entwicklung zu verdanken ist[2]).

Noch zu Anfang des Krieges war der Lübecker B-Bagger mit 250-l-Eimern, 140 t Dienstgewicht und einer Greiftiefe von etwa 12 m bei 45° Leiterneigung das größte Baggergerät. Wenn auch erfahrungsgemäß bei einem zu Rutschungen neigenden Boden die Rutschgefahr erst bei einer größeren Schnitthöhe eintritt, dann aber bei gleichbleibender Böschungsneigung mit zunehmender Schnitthöhe immer drohender und häufiger wird, so durfte schon mit einem B-Bagger durchschnittlich nicht tiefer als etwa 10 m gebaggert werden. Die vorhandene eine größere Schnittiefe gestattende Leiterlänge war notwendig zur Herstellung flacherer standsicherer Böschungen und diente bei der Freilegung eines Kohlenflözes als Reserve zur Ausbaggerung etwa auftretender Verwerfungen, wo dann die größte Greiftiefe des Baggers ausgenutzt wurde.

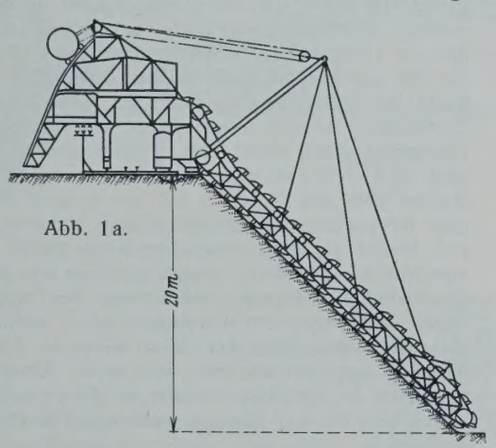


Abb. 1a.

Nachdem in der mitteldeutschen Braunkohle bald Kohlenfelder mit stärkerem Deckgebirge aufgeschlossen werden mußten, konnte die Kohle bald nicht mehr durch einen Baggerschnitt freigelegt werden, es mußten zwei Schnitte, teilweise drei mit je einem besonderen Baggerbetrieb angelegt werden. Um weitere Schnitte mit allen solchen mehrschnittigen Betrieben anhaftenden Verteuerungen und Nachteilen (Anlage und Unterhaltung großer Bagger- und Fahrgleislängen, Bergfahrt der Massen, Fahrten in Serpentinen oder mit zahlreichen Rückstößen, großer Bedarf an rollendem Material, große Belegschaft) zu vermeiden, wurden in erster Linie tiefer greifende Bagger notwendig.

Das bald einsetzende Verlangen nach stärkerer Förderung der Kohle erforderte aber auch leistungsfähigere Abraumgeräte. Durch die Elektrisierung der Bagger, durch die Verstärkung der Antriebsmaschinen, Vergrößerung der Eimer, durch einwandfreie Dreipunktlagerung der Baggerkonstruktion auf den Bodendruck ausgleichenden Drehgestellen wurde die Stundenleistung erhöht. Wo nicht durch Anlage einer, nicht immer möglichen, aber auch für den Betrieb an sich nicht gerade angenehmen Ringfahrt, die durch die Ein- und Ausfahrt der Züge bei Einportalbaggern entstehenden Baggerpausen vermieden werden konnten, wurde ihr Einfluß infolge der größeren Leistungsfähigkeit der Bagger erheblich herabgemindert.

Der Wunsch nach einer möglichst ununterbrochenen Baggerung führte zur Konstruktion und zum Bau der Doppelportalbagger, und die durch die Doppelportalanordnung schwerer gewordene Bauart erlaubte dann wieder eine weitere Vergrößerung der Greiftiefe, der Eimerinhalte.

Abb. 1 a u. b zeigt in schematischer Darstellung die heutigen größten Einportal- und Doppelportalbagger. Tabelle I gibt die wichtigsten Abmessungen und Leistungszahlen für die alten und die neuen Baggertypen[3]). Bei der Wahl des Baggers für eine Erdarbeit ist zu berücksichtigen, daß die Greiftiefe eines Baggers nur zu $^3/_4$ bis $^4/_5$ der theoretischen bei 45° Leiterneigung angenommen werden darf, wo nicht einwandfrei bei steilerer Böschung standfester Boden festgestellt ist. Die Wahl der zulässigen Böschungsneigung erfordert reichste Erfahrung und genaueste Bodenkenntnis.

Die theoretische Stundenleistung ergibt sich aus dem Eimerinhalt × Zahl der Schüttungen in der Minute × 60. Die theoretische Leistung kann bei trockenem Sand- und Kiesboden, bei bester Füllung der Eimer und bei stetigem Betrieb unter besonders günstigen Verhältnissen tatsächlich erreicht werden. Durch Überfüllung der Eimer bei gut füllendem Boden konnten sogar schon höhere Leistungen als die theoretische festgestellt werden.

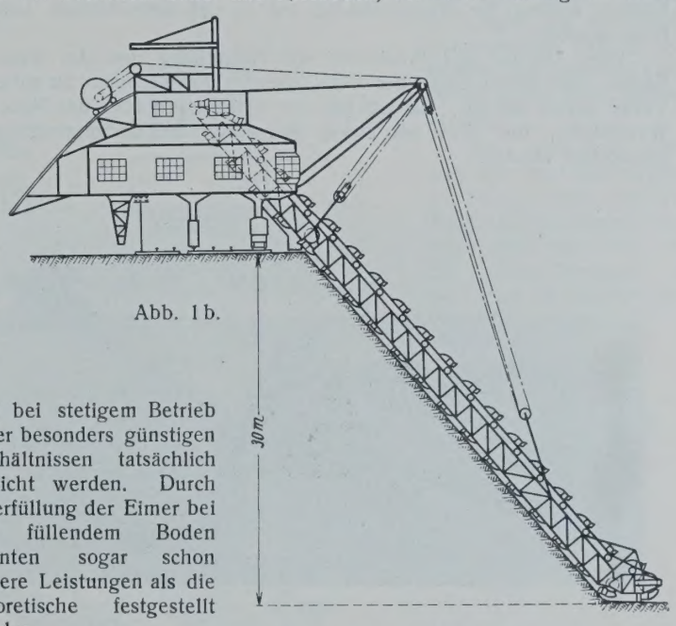


Abb. 1b.

Neuere Studien haben gezeigt, daß durch die richtige Form der Einlauf- und Schüttrinne, durch kürzeren Abstand zwischen Eimer und Schüttrinne, durch Wahl der günstigsten Eimerform der Eimerwirkungsgrad um 50% erhöht werden kann. Mit der Erhöhung der Leistungsfähigkeit wird eine Herabsetzung der Betriebs- und Anlagekosten erreicht.

Die Annahme der Leistung für einen bestimmten Baggertyp und für eine bestimmte Bodenart ist nur Erfahrungssache[4]). Schweres Schneiden der Eimer in Tonboden, Vorkommen von größeren und kleineren Findlingen im Deckgebirge, die Auflockerung schweren Bodens in den Wagen,

[1]) Die Ausführungen beziehen sich nur auf die Erdbewegung im Trockenen, also nicht auf Naßbaggerungen mit Schwimmbaggern usw., von denen an anderer Stelle gesprochen werden soll.

[2]) Im deutschen Braunkohlenbergbau werden jährlich über 200 Mill. m³ Boden (Abraum) bewegt.

[3]) Die Abbildungen und Zahlenangaben beziehen sich auf Bagger und Absetzapparate der Lübecker Maschinenbaugesellschaft als der ältesten Fabrik für solche Geräte. Krupp und Buckau bauen Geräte ähnlicher Konstruktion und Leistungsfähigkeit.

[4]) Aufgabe der Bodenforschung auf dem Gebiete des Groß-Erdbaues müßte es vor allem sein, Grundlagen und Richtlinien für die Beurteilung des Verhaltens des Bodens bei seiner Gewinnung und bei seiner Verarbeitung zu geben, da auf diesem Gebiet die Ansichten vor Inangriffnahme der Arbeit oft weit auseinandergehen und erst der Betrieb zeigt, ob die Annahme richtig war oder nicht.

Tabelle I. Gleis-Eimerkettenbagger.

Type	A Hinterschütter	Einportalbagger B	E. III	E. II	E. II	NE. I	NE. I	NE. I	Doppelportalbagger ND. I	ND. I	ND. I	ND. I	J. G.
Eimerinhalt l	180	250	200	250	300	300	400	500	300	400	500	700	750
Eimer in der Kette bei 4facher Schakung	32	41	43	43	39	52	44	35	55	53	42	30	39 6fach geschakt
Schüttungen/min bei 4facher Schakung	22	20	25	25	25	25	25	25	25	25	25	(bei 6fach geschakter Kette 18	18
Theoretische Leistung . . . . m^3/h	238	300	300	375	450	450	600	750	450	600	750	760	810
Größte Baggertiefe bei 45° Böschung und in Richtung der Eimerleiter gestrecktem Planierstück . . . m	10	15	14	16	14	20	18	18	21	19	19	22	30
bei geknicktem Planierstück . . m	8,5	13,5	12	14	12	18	16	16	19	17	17	19,5	27
Größte Baggerhöhe bei 45° Böschung m	8	10	12	13	12	14	14	14	18	18	18	18	18
Stärke des Hauptantriebmotors PS	90	135	90	140	140	200	250	310	220	275	325	380	450
Stärke der beiden Fahrmotoren zus. PS	—	—	20	25	25	60	60	60	60	60	60	80	90
Stärke der Nebenmotoren (Kompressormotor usw.) zus. . . PS	10	10	10	10	10	40	40	40	40	40	40	65	230
Gesamte installierte Leistung . PS	100	145	120	175	175	300	350	410	320	375	425	525	770
Leergewicht ohne elektrische Ausrüstung und Ballast . . . . . t	53	105	80	100	100	180	190	195	220	225	230	255	510
Gewicht der elektr. Ausrüstung . t	3	5	4	6	6	10	12	14	11	13	14	17	25
Ballast . . . . . t	18	38	20	48	48	80	80	80	70	74	74	90	80
Gesamtes Dienstgewicht . . . . t	74	148	104	154	154	270	282	289	301	312	318	362	615
Anzahl der Achsen vorn	4	5	4	6	6	8	8	8	10	10	10	16	20
„ „ „ hinten		5	4	4	4	4	4	4	4	4	4	16	8
Mittlerer Raddruck . . . . . t	6,2	10	8,7	9	9	13,5	14,1	14,4	12,5	13	13,2	9,5	12,5

Verstopfungen der Schüttklappe, Festkleben des Bodens in den Eimern, der Wassergehalt des Bodens, abgesehen von den bei solchen Bodenarten gleichzeitig auftretenden Schwierigkeiten beim Transport und auf den Kippen, können die Baggerleistung auf $^1/_3$ der theoretischen Leistung herabmindern.

Über Theorie und Praxis bei der Aufstellung und der Wahl der Bagger oder weiter unten der Absetzapparate im einzelnen zu sprechen, würde zuweit führen. Es soll hier nur allgemein über das Neue und Wesentliche, über alles mit einem Baggerbetriebe Zusammenhängende gesprochen werden.

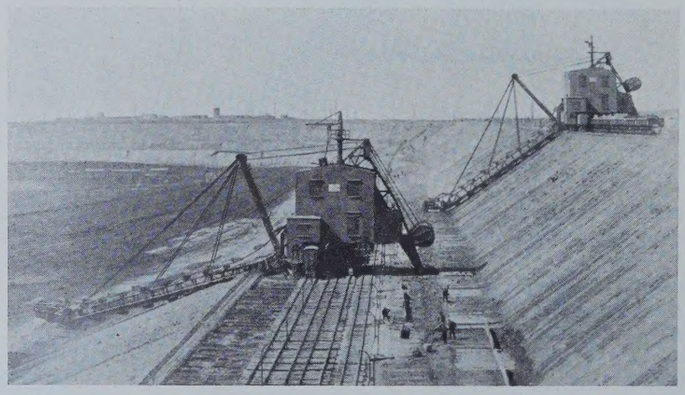


Abb. 2.

Abb. 2 zeigt einen Abraumbetrieb in zwei Schnitten mit zwei Doppelportalbaggern der Type ND1 in mittelschwerem Boden. Der dreischnittige Betrieb ist durch einen zweischnittigen Betrieb bei gleichzeitig verstärkter Leistung ersetzt worden.

Das Rücken der schweren Baggergleise geschah vor noch nicht allzulanger Zeit durch besondere Arbeiterkolonnen von Hand.

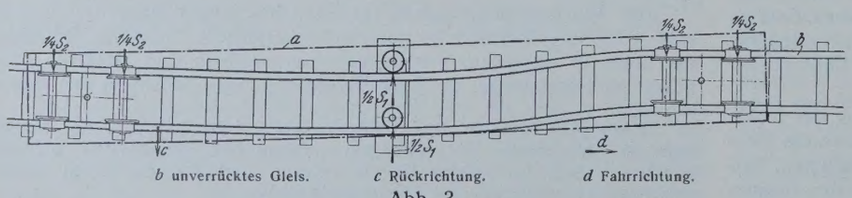


Abb. 3.

Diese Kolonnen von etwa 50 bis 80 Mann benötigten nahezu die Dauer einer Schicht für das Rücken eines fünfschienigen schweren Baggergleises von 500 bis 750 m Länge um durchschnittlich 2 m. Während dieser Rückzeit stand der Baggerbetrieb still, so daß sich nach jedem zweiten bis dritten Tag ein Leistungsausfall von etwa einer Arbeitsschicht ergab. Heute ist ein Baggerbetrieb, der wirtschaftlich arbeiten soll, ohne maschinelles Gleisrücken nicht mehr denkbar. Die am meisten verwendete Gleisrückmaschine ist die von Arbenz und Kammerer[5]). Die Maschine besteht im wesentlichen aus einer auf zwei Drehschemeln fahrbaren, 15 bis 20 m langen Brücke, die in ihrer Mitte einen quer verschiebbaren und hebbaren Rollenrahmen trägt. Die Rollen greifen mit den Tragflanschen unter die Schienenköpfe der Fahrschienen der Rückgleise und rollen während der Rückarbeit an den angehobenen Schienen entlang. Der Rollenrahmen wird vor Beginn der Rückarbeit so eingestellt, daß das Gleis unter der Brückenmitte etwa 10 bis 15 cm angehoben und um das gleiche Maß auch seitlich ausgebogen wird, so daß eine Raumkurve im Gleis entsteht. Nach der Einstellung, die durch Hand oder Elektromotor erreicht werden kann, wird die Rückmaschine durch eigenen Fahrantrieb oder durch eine Hilfslokomotive über das Gleis vorwärts oder rückwärts gefahren. Die Gleiswelle (Abb. 3) wandert dabei fortlaufend über das Gleis, so daß der vordere Drehschemel stets auf dem noch unverschobenen Gleisstück läuft, während der hintere Drehschemel sich bereits auf dem verschobenen Gleisstück befindet. Die Gleisrückmaschine arbeitet stetig, schont das Gleis sehr und kann mit 2 bis 4 m/sek Geschwindigkeit fahren. Eine Störung des Baggerbetriebes tritt nicht ein, da die Maschine durch den Bagger fahren kann. Sie fährt auf dem Fahrgleis und kann daher auf einer Baustelle das Rücken der Gleise für mehrere Baggerbetriebe, das Rücken der Absetzergleise und gegebenenfalls auch der Handkippen besorgen. Rückmaschinen schwererer Konstruktionen sind die sog. Auslegermaschinen von Hasenclever und Lauchhammer.

Der Wunsch, sich von den Baggergleisen frei zu machen, die bei dem Eimerkettenbaggerbetrieb einen großen Teil des Anlagekapitals ausmachen, aber auch große Unterhaltungskosten an Löhnen, an Ersatz für Schwellen, Schienen und Kleineisenzeug erfordern, hat dazu geführt, die Eimerkettenbagger auch auf Raupen zu bauen, nachdem die Raupenfahrgestelle in letzter Zeit erheblich verbessert worden sind[6]). Die mit diesen Baggern gemachten Erfahrungen haben bis jetzt nur gute Ergebnisse gehabt. Ein abschließendes Urteil kann über

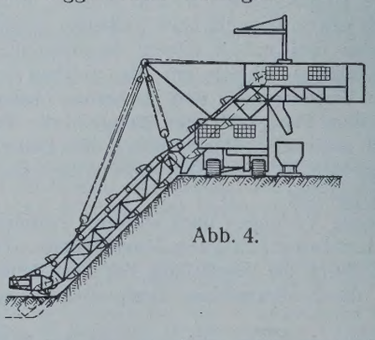


Abb. 4.

[5]) Vgl. „Die Bautechnik" 1923, Heft 2, S. 9.

[6]) Vgl. „Die Bautechnik" 1927, Heft 49, S. 721.

Tabelle II. Raupen-Eimerkettenbagger.

Type	R. os	R. Is	R. IIs	R. IIIs	R. IVs	R. Vs	R. VIs	R. VIIs
Eimerinhalt l	15	25	50	75	100	150	200	300
Eimer in der Kette bei 4facher Schakung . . .	18	21	25	30	32	34	38	40
Schüttungen/min bei 4facher Schakung	30	30	30	30	30	30	30	30
Theoretische Leistung . . . . . m^3/h	27	45	90	135	180	270	360	540
Größte Baggertiefe bei 45° Böschung und in der Leiterrichtung gestrecktem Planierstück . . m	4,5	5,5	6,5	7,5	8	10	12	12
bei geknicktem Planierstück . . . . . m	3,7	4,5	5,5	6,1	6,3	8,3	10	10
Größte Baggerhöhe bei 45° . . . . . m	3	4	5	6	6	8	10	10
Stärke des Hauptmotors . . . . . PS	18	25	35	40	60	75	90	125
Stärke der Fahrmotoren zusammen . . . PS	—	—	—	30	35	40	45	50
Stärke der Nebenmotoren . . . . . PS	—	—	—	12	20	25	30	30
Gesamte installierte Leistung . . . . . PS	18	25	35	82	115	140	165	205
Leergewicht ohne elektrische Ausrüstung und Ballast . . . . . t	14,5	20	26	46	75	100	140	148
Gewicht der elektrischen Ausrüstung . . . . t	0,8	1	1,5	3,5	3,5	4	6	7
Ballast . . . . . t	2,0	3,0	4,0	6,0	10,0	18	22	20
Gesamtdienstgewicht . . . . . t	17,3	24,0	31,5	55,5	88,5	122	168	175
Bodenpressung bei Vollast . . . . . kg/cm^2	0,7	0,7	0,8	1	1	1	1,2	1,2

die Raupenbagger noch nicht gefällt werden. Sie sind bis heute auch erst nur in beschränkter Größe und Leistungsfähigkeit gebaut und im Betrieb (vgl. Abb. 4 und Tab. II). Wenn auch bei großen Baggereinheiten die Ausbildung der Raupenfahrwerke kostspielig ist, so scheint doch die Entwicklung auch der großen Baggertypen zum Raupenbagger zu treiben. Während der starken Frostperiode des letzten Winters sollen sich diese Bagger infolge Wegfalls des Gleisrückens zuverlässig bewährt haben.

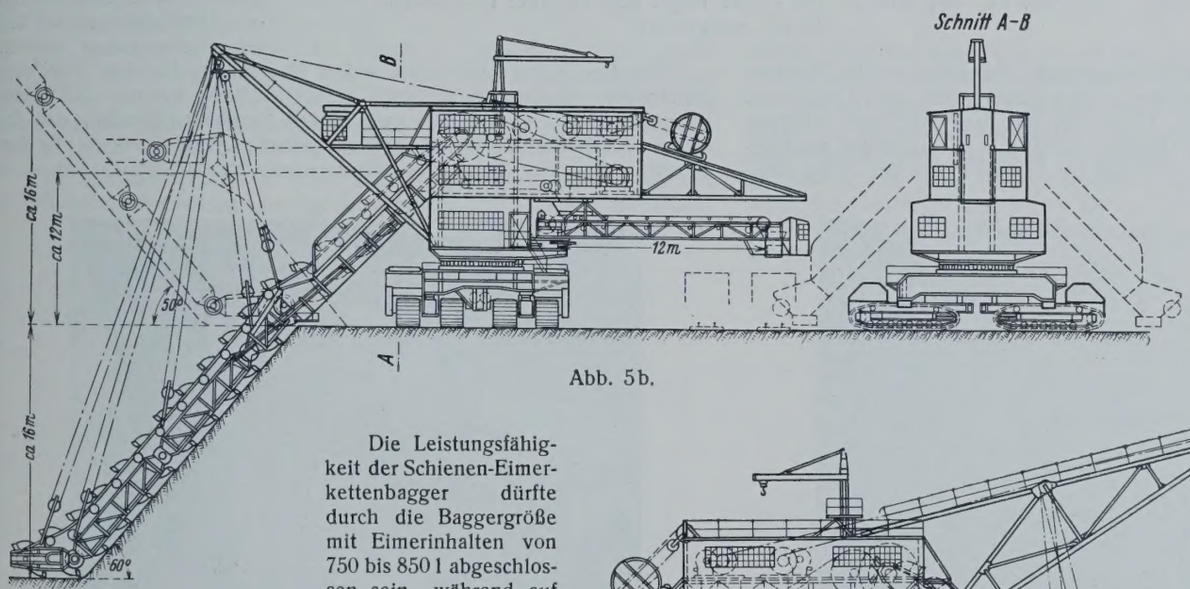


Abb. 5b.

Die Leistungsfähigkeit der Schienen-Eimerkettenbagger dürfte durch die Baggergröße mit Eimerinhalten von 750 bis 850 l abgeschlossen sein, während auf dem Gebiete der vielseitigeren Arbeitsmöglichkeit dieser Bagger noch Neuerungen zu erwarten sind. Schon seit einiger Zeit sind in der Kohlenförderung selbst sogenannte Schwenkbagger im Betrieb, das sind Eimerkettenbagger, die von derselben Gleislage aus sowohl als Tief- wie als Hochbagger arbeiten können, indem die auf dem Portal ruhende Konstruktion samt Eimerleiter um 360° drehbar ist. Entstanden ist diese Konstruktion aus dem Gedanken heraus, unregelmäßig gelagerte Flöze, die infolge der Verwerfungen der Kohle in zwei Schnitten, mit einem Hoch- und einem Tiefschnitt, hätten gebaggert werden müssen, oder die so mächtig waren, daß sie mit einem Tiefbagger in einem Schnitt nicht gefaßt werden konnten, durch einen Bagger von derselben Gleislage aus zu bewältigen. Nach demselben Grundsatz werden jetzt auch Eimerkettenbagger für den Abraum und für die Erdbewegung überhaupt gebaut (Abb. 5 a u. b). Die Bagger sind gerade in der Einführung begriffen und stehen in Montage. Erfahrungsergebnisse liegen noch nicht vor. Der vorgeschrittenen Baggerbautechnik wird jedoch solches Vertrauen entgegengebracht, daß in Kürze eine größere Anzahl solcher Drehbagger im Betriebe gesehen werden können. Wo die Geländeoberfläche uneben ist, also ein Vorschnitt für die Anlage des Planums des Tiefbaggers notwendig wäre oder wo das Gebirge mit einem Schnitt nicht erfaßt werden kann, kann durch einen abwechselnd als Hoch- und Tiefbagger bewältigt werden. Bei dieser neuen Bauart liegen die Böschungskanten sowohl bei der Tief- wie Hochbaggerung so weit von den Baggergleisen entfernt, daß bei vorsichtiger Anlage der Baggerschnitte eine Rutschgefahr, somit die Gefahr der Verschüttung des Baggers bei der Hochbaggerung oder des Absackens bei der Tiefbaggerung nahezu ausgeschlossen ist. Die Ersparnisse und Vereinfachung für den Betrieb, schon weil nur ein Baggergleis für eigentlich zwei Schnitte erforderlich

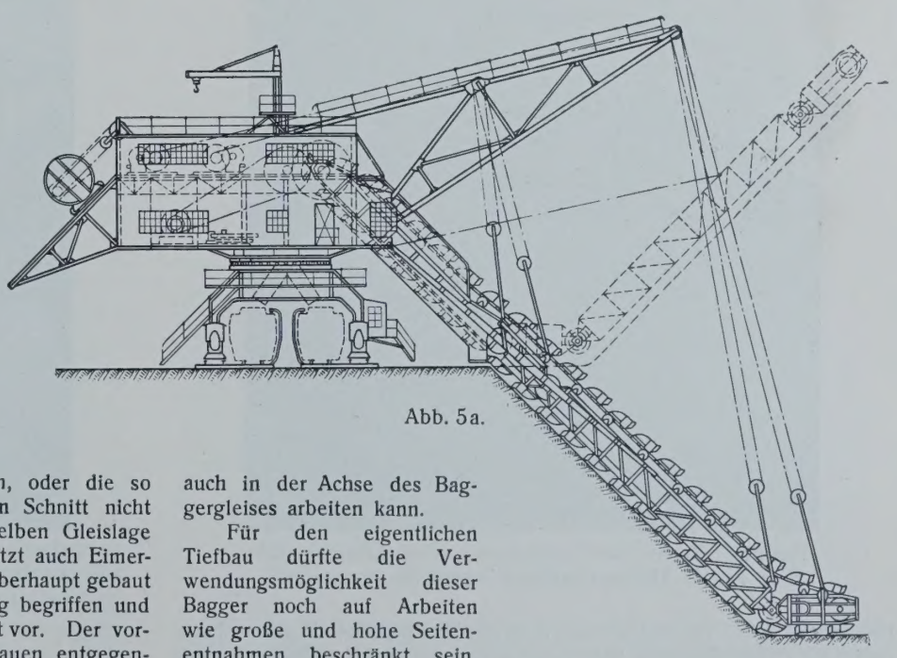


Abb. 5a.

arbeitenden Schwenkbagger von einem Planum aus die ganze Schicht ist, liegen auf der Hand, vorausgesetzt, daß die geforderte Tagesleistung nicht an sich schon zwei Bagger verlangt.

Die zusätzliche Verwendung von Löffelbaggern bei Hochschnitten und bei Baggerung gegen eine Stirnwand fällt hier weg, da der Schwenkbagger ja nach allen Richtungen, also auch in der Achse des Baggergleises arbeiten kann.

Für den eigentlichen Tiefbau dürfte die Verwendungsmöglichkeit dieser Bagger noch auf Arbeiten wie große und hohe Seitenentnahmen beschränkt sein. Jedenfalls werden die vielseitigen Anregungen, wie sie dem Baggerbau ständig durch die Bedürfnisse des Braunkohlenbergbaues gegeben werden, noch zu weiteren Verbesserungen führen, die in der einen oder anderen Form auch für unsere großen Tiefbauten von Nutzen sein werden. (Schluß folgt.)

Die neue viergleisige Eisenbahnbrücke über die Norderelbe in Hamburg.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnoberrat **Blunck**, Altona.

(Schluß aus Heft 43.)

Bauausführung.

Die Bauausführung wurde dadurch wesentlich erleichtert, daß es dank dem Entgegenkommen Hamburgs möglich war, während der Bauzeit zwei Gleise behelfsmäßig über die breite benachbarte Freihafen-Elbebrücke, deren noch nicht voll entwickelter Straßenverkehr sich unbedenklich einengen ließ, geführt werden konnten. Auf diese Weise konnte von den alten Überbauten je eine Reihe auf längere Zeit vollständig außer Betrieb gesetzt werden.

Von einer beschränkten Anzahl zum Wettbewerb aufgeforderter Firmen, denen die Vorentwürfe der Reichsbahndirektion Altona zur Verfügung gestellt worden waren, gab die Firma Christoph & Unmack AG., Niesky O. L., das billigste Angebot ab. Ihr wurde daher die gesamte Bauausführung übertragen mit der Einschränkung, daß sie von den sechs Überbauten nur drei in eigener Werkstatt anfertigte. Zur Erzielung einer gleichmäßigeren Beschäftigung der Brückenbauanstalten waren auf Grund besonderer Vereinbarung zwei Überbauten von der Firma Louis Eilers, Hannover, der der vorstehend erwähnte vorteilhafte Vorschlag der vorläufigen Montage der Überbauten als Dreigelenkbogen zu verdanken war, und ein Überbau von der Firma Hein,

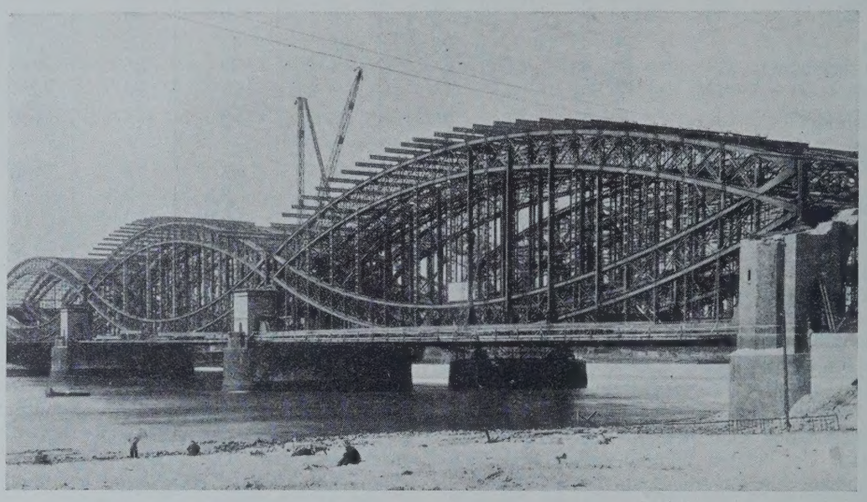


Abb. 14. Alte Brücke. Die Peiner Träger sind auf zwei Überbauten bereits aufgebracht.

Lehmann & Co., Düsseldorf, zu liefern. Die gesamte Montage hatte allein die Firma Christoph & Unmack auszuführen. Die Ausführung der Umänderungsarbeiten an den Pfeilern wurde der Christoph & Unmack Tiefbaugesellschaft, Berlin, übertragen.

Der Reichsbahndirekton Altona lag daran, daß die Fertigstellung der neuen Brücke nach Möglichkeit beschleunigt wurde. Den aufgeforderten Firmen war daher anheimgestellt worden, die alten Überbauten als Montagegerüst zu verwenden. Dadurch machte man sich vollkommen unabhängig von Hochwasser, Eisgang und Schiffahrt und konnte die Wintermonate ungehindert für die Montage ausnutzen. Für die Benutzung der alten Überbauten als Montagegerüst machte die Firma Christoph & Unmack den brauchbarsten Vorschlag. Allerdings mußte man die Unbequemlichkeit in Kauf nehmen, daß die neue Konstruktion in die alte gewissermaßen hineinzuschachteln war. Es war notwendig, in den Pfeilerportalen, die zur Auflagerung der alten Lohse-Träger noch geraume Zeit stehen bleiben mußten, große Schlitze einzustemmen, um die neuen Endportale montieren zu können. Auch mußte man einzelne Teile des oberen Windverbandes der Lohse-Träger herausnehmen und durch Hilfskonstruktionen ersetzen. Schließlich mußten die Brückenachsen seitlich etwas verschoben werden.

Bei den zuerst auszuwechselnden Überbauten für den Personenzugverkehr auf der stromaufwärts gelegenen Seite konnten die Gleise gegenüber der alten Lage so weit seitlich verschoben werden, daß die neuen Überbauten sofort in der endgültigen Achse montiert werden konnten. Der eine neue Hauptträger wurde also innerhalb der alten Fahrbahn unmittelbar neben dem einen alten Hauptträger aufgestellt. Der andere neue Hauptträger mußte außerhalb des alten Überbaues aufgestellt werden. Um dies zu ermöglichen, wurden über die obere Gurtung der Lohse-Träger Peiner Träger als Querträger verlegt (Abb. 14). Diese Träger ließ man nach der einen Seite so weit überkragen, daß man die obere

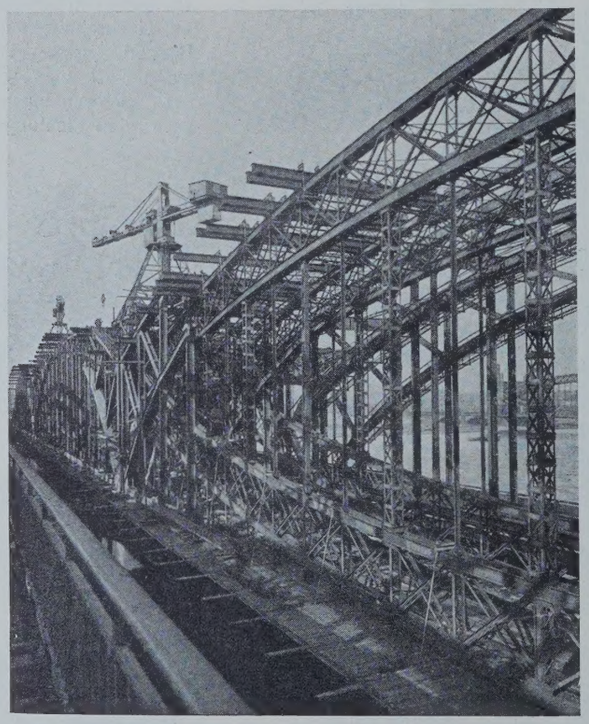


Abb. 15. Beginn der Montage der neuen Überbauten. Jede zweite Hängestange ist knicksicher ausgesteift.

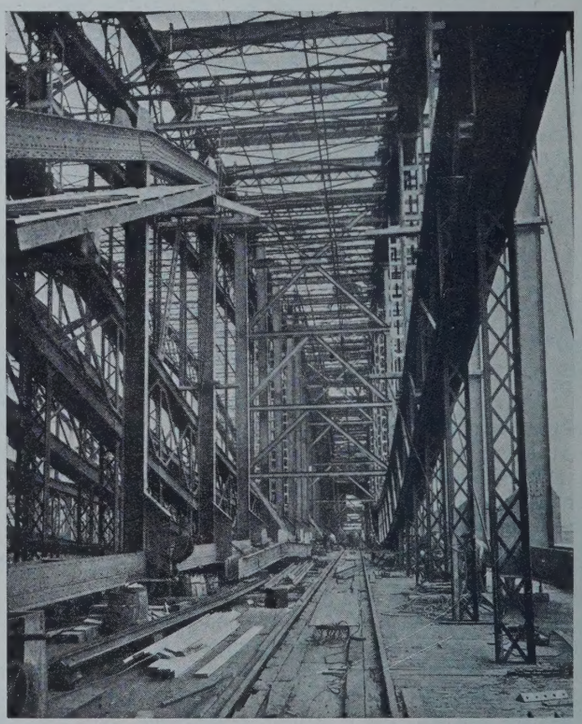


Abb. 16. Blick in das Innere eines Überbaues während der Montage. Links der neue Hauptträger, rechts der alte Lohseträger und außerhalb der andere neue Hauptträger. In der Mitte die Querausteifungen in den Drittelpunkten.

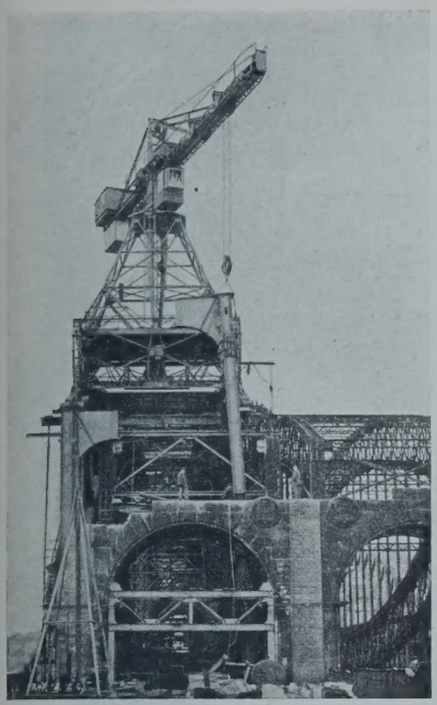


Abb. 17. Aussteifungen der steinernen Portale. Vorbaukran beim Einbau der Endrahmen. Der Endrahmen mußte durch Schlitze durch die Pfeilerportale hindurchgesteckt werden, während diese noch den alten Lohse-Trägern als Auflager dienten.

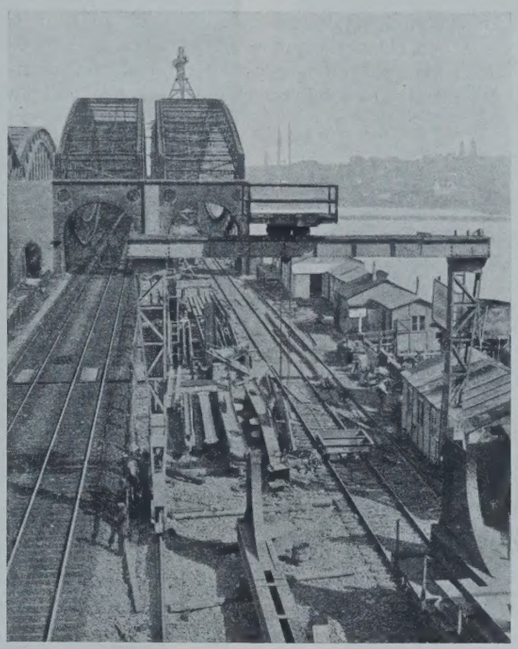


Abb. 18. Verladeplatz und Blick auf die alte Brücke.

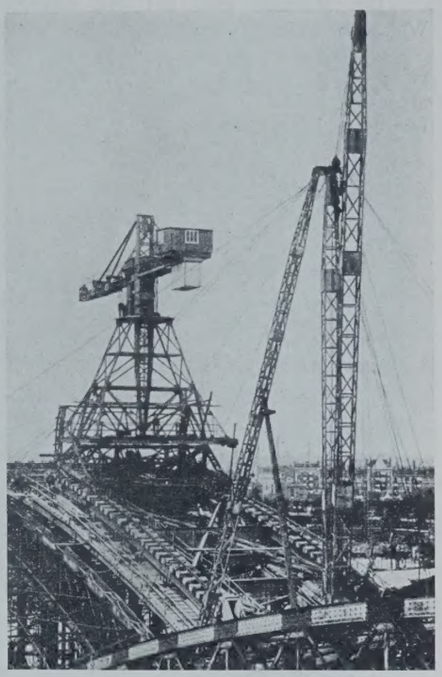


Abb. 19. Schwenkmast und Kranbahn auf der neuen Gurtung mit darauf befindlichem Vorbaukran.

Gurtung des neuen äußeren Hauptträgers darauf montieren konnte. Das neue Zugband dieses Hauptträgers wurde auf einem Kraggerüst montiert, das an Stelle des alten Fußweges eingebaut wurde (Abb. 15).

Für die Berechnung der alten Lohse-Träger war angenommen, daß die Verkehrslast und das Gewicht der Fahrbahn von dem Zug- und Druckbogen des Lohse-Trägers je zur Hälfte aufgenommen wurden. Zu diesem Zweck waren die beiden Bogen in den Knotenpunkten durch senkrechte Hängestangen verbunden. Da nun bei der Montage eine Veränderung der Belastungen dadurch eintrat, daß die Last der neuen Brücke teilweise auf dem Obergurt aufgelagert wurde, so war es notwendig, die Hängestangen zum Teil knicksicher zu machen, damit die Last teilweise auch auf den unteren Bogen übertragen wurde (Abb. 15).

Um die neue Brücke montieren zu können, mußten ferner einzelne Stäbe des oberen Windverbandes herausgenommen werden. Da deren unmittelbarer Ersatz Schwierigkeiten machte, wurden in den Drittelpunkten der Brücke neue eiserne Querverbände eingezogen, wodurch die Stützweite des oberen Windverbandes auf ein Drittel verringert und die Windkräfte auf den unteren Windverband übertragen wurden, der ausreichend stark war (Abb. 16).

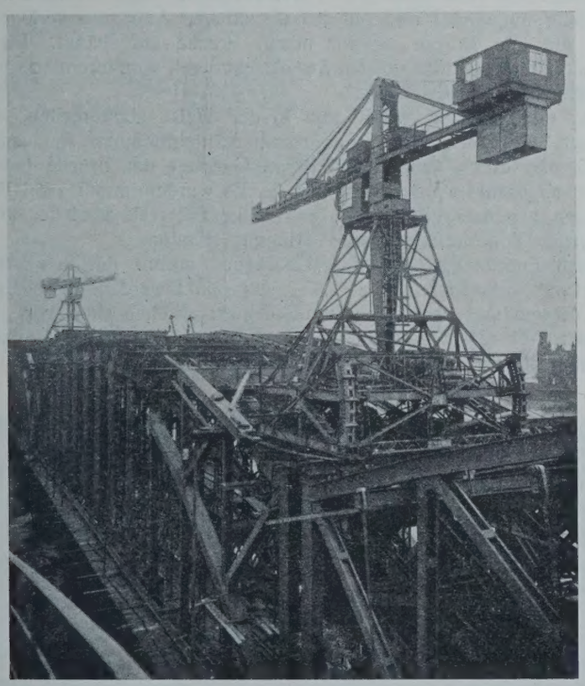


Abb. 20. Vorbaukrane in der Stellung zwischen zwei Überbauten. In dieser Stellung wurden sie von den zuerst hergestellten Überbauten für den Personenzugverkehr auf die Überbauten für den Güterzugverkehr verschoben.

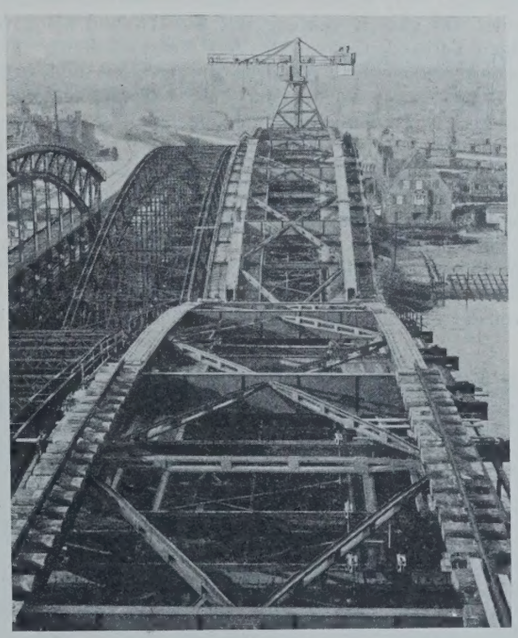


Abb. 21. Blick auf die im Bau befindlichen Überbauten für den Personenzugverkehr.

Da die Pfeilerportale teilweise abgetragen und durchschlitzt werden mußten, wurden sie durch besondere eiserne Versteifungskonstruktionen verstärkt (Abb. 17).

Die einzelnen Konstruktionsteile wurden von den ankommenden Wagen mit Hilfe zweier Portalkrane von je 15 t Nutzlast abgeladen und mit Hilfe kleiner Transportwagen auf einem der alten Betriebsgleise, das auf der Brücke liegen blieb, unmittelbar an die Einbaustelle gefahren (Abb. 18).

Die Montage ging bei den einzelnen Überbauten in folgender Weise vor sich:

Zunächst wurde das Zugband der beiden neuen Hauptträger auf die ganze Länge der Brücke verlegt, dann wurden die neuen Hängestangen aufgestellt. Danach wurde der Untergurt der beiden Hauptträgerbogen montiert. Inzwischen war oben auf dem Portal des einen Strompfeilers ein 30 m hoher Schwenkmast aufgestellt (Abb. 14 u. 19). Dieser Schwenkmast wurde bereits für die Montage der ersten Felder des Bogenuntergurtes benutzt. Nachdem der Bogen der unteren Gurtung der Hauptträger geschlossen war, wurden mit Hilfe des Schwenkmastes die ersten beiden Felder der oberen Gurtung mit Streben und Ständern und den dazugehörigen Verbänden montiert. Auf diesem Teil der neuen oberen Gurtung wurde alsdann eine Kranfahrbahn montiert und auf dieser mit Hilfe des Schwenkmastes einer der beiden Turmdrehkrane aufgestellt (Abb. 19 u. 20). Diese Turmdrehkrane, die für diese Montage besonders angefertigt wurden, waren so konstruiert, daß sie sich um die Mittelachse vollständig herumdrehen ließen. Das Untergestell war so ausgebildet, daß die Kranplattform mit Hilfe von zwei Spindeln immer waagerecht eingestellt werden konnte, unabhängig von der Neigung der Obergurtstäbe, auf denen der Kran jeweils stand. Der Kranausleger hatte eine Ausladung von 12,5 m und war für eine größte Nutzlast von 12,5 t berechnet. Die Hubgeschwindigkeit betrug 5 m/min bei voller Belastung. Bei einer Nutzlast von 5 t ließ sich die Hubgeschwindigkeit auf 10 m/min erhöhen. Der Antrieb wurde sowohl für das Heben als auch für das Fahren der Katze und für das Drehen des Auslegers elektrisch bewirkt. Die weitere Montage führte man mit Hilfe dieses Turmdrehkranes durch. Nachdem die nächsten beiden Felder der Brücke vollständig montiert waren, wurde die Kranlaufbahn auch auf diese neue Gurtung verlegt und der Kran dann um zwei Felder weiter vorgeschoben. Auf diese Weise baute man den ganzen Bogen zusammen, bis der Kran am anderen Ende des Ueberbaues angelangt war (Abb. 21). Nachdem dieser neue Überbau nunmehr vollständig abgenietet und auf behelfsmäßigen Auflagern verlagert war, wurde die alte Brücke an der neuen Brücke aufgehängt. Die Hilfskonstruktionen waren zu diesem Zweck schon von vornherein entsprechend ausgebildet worden (Abb. 22).

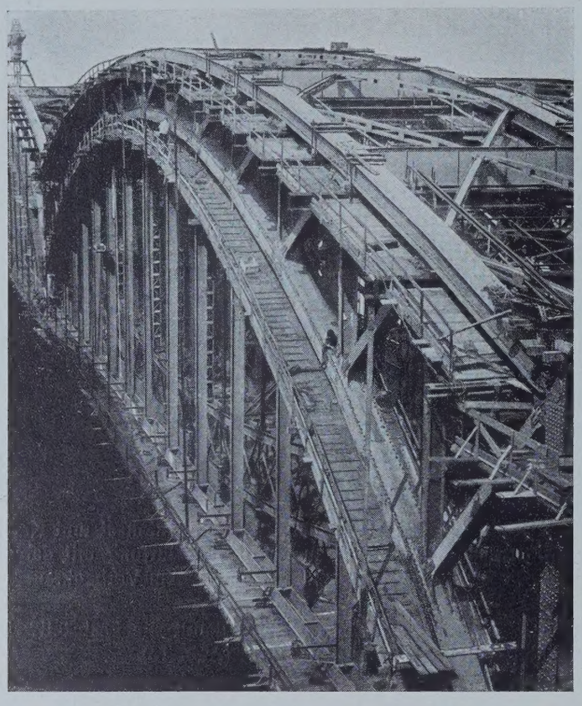


Abb. 22. Die Nietgerüste an einem Hauptträger und die Aufhängevorrichtungen für den alten Überbau.

Abb. 23. Abbruch eines alten Überbaues.

Der alte Überbau wurde nun in der Weise abgebrochen, daß die einzelnen Stücke mit Hilfe von autogenen Schneidbrennern herausgebrannt wurden und durch den Turmdrehkran in unter der Brücke befindliche Schuten abgesenkt wurden (Abb. 23). — Es wurden immer zwei Brückenöffnungen gleichzeitig montiert, zu welchem Zweck zwei der oben beschriebenen Turmdrehkrane zur Verfügung standen.

Nach Entfernung des alten Überbaues mußte der neue auf die eigentlichen Auflagersteine um 1,35 m abgesenkt werden. Dieses geschah unter Verwendung von Perpetuum-Druckwasserhebeböcken von je 300 t Tragkraft (Abb. 24 u. 25). Die Absenkung der Überbauten vollzog sich programmäßig und ohne jede Schwierigkeit.

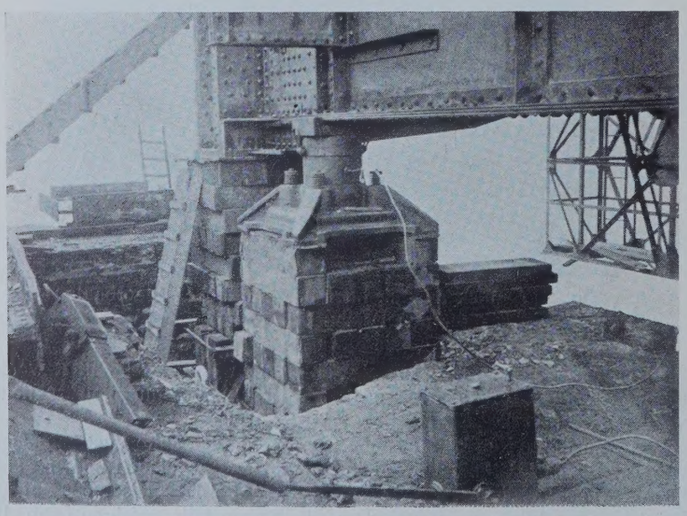


Abb. 24. Beginn des Absenkens eines Überbaues.

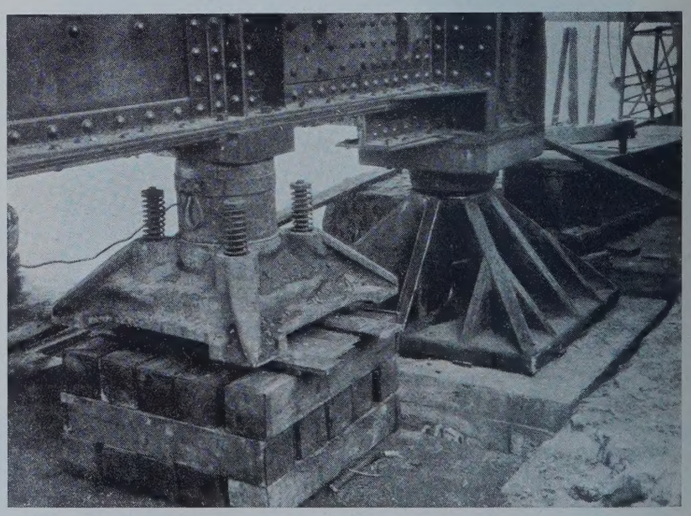


Abb. 25. Ende des Absenkens eines Überbaues.

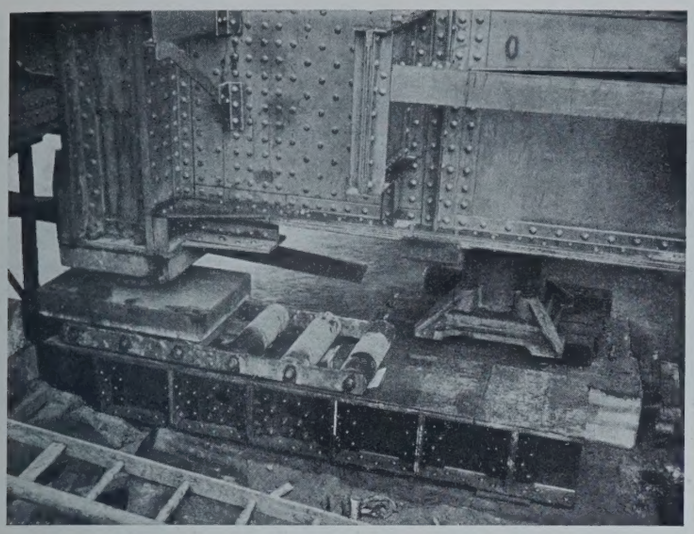


Abb. 26.
Rollbahn für die seitliche Verschiebung der Überbauten.

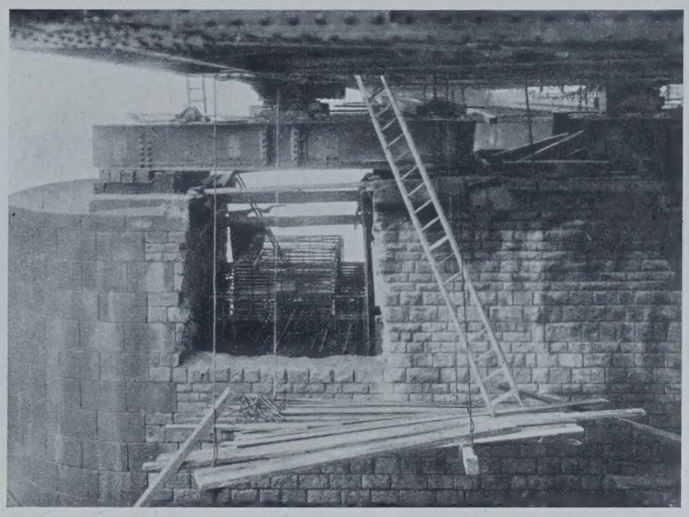


Abb. 27. Abfangung
der neuen Hauptträger zwecks Herstellung der Eisenbetonbänke.

Die Überbauten für den Güterzugverkehr wurden in gleicher Weise montiert. Da diese Überbauten jedoch wegen Behinderung durch die Mittelpfeiler der alten steinernen Portale nicht gleich in der richtigen Gleisachse montiert werden konnten, wurde es erforderlich, sie nach Absenkung noch um 2,35 m seitlich stromaufwärts zu verschieben, wozu eine ganz einfache Verschiebekonstruktion auf beweglichen Rollen benutzt wurde (Abb. 26).

Die Baustelle wurde mit elektrischem Strom unter Verwendung eines Transformators von 200 kW versorgt, durch den der zur Verfügung stehende Drehstrom von 6000 V Hochspannung auf 380 V umgeformt wurde. Durch diesen Strom wurden der Luftkompressor, mit einer Leistung von 9,5 m^3/min, und die Krane, Winden und Aufreibemaschinen angetrieben.

Die Stein- und Betonarbeiten bestanden darin, daß zunächst die großen Pfeilerportale mit ihren hohen Aufbauten so weit zu entfernen waren, als diese nicht zum Tragen der alten Brücke stehen bleiben mußten. Dann war das Mauerwerk an den Stellen zu beseitigen, wo die Konstruktionsteile der neuen Brücke aufgelagert werden mußten. Dies machte das Einstemmen großer Schlitze in das Mauerwerk notwendig, was ein außerordentlich vorsichtiges Arbeiten unter Anwendung schwieriger Hilfskonstruktionen bedingte und nur im steten genauen Einvernehmen mit der Montageleitung beim Montieren der Eisenkonstruktion möglich war. Nachdem ein alter Überbau abgebrochen war, folgte der Abbruch der

Abb. 28. Gesamtansicht mit Widerlagern,
Futtermauern und Unterführung der Zweibrückenstraße.

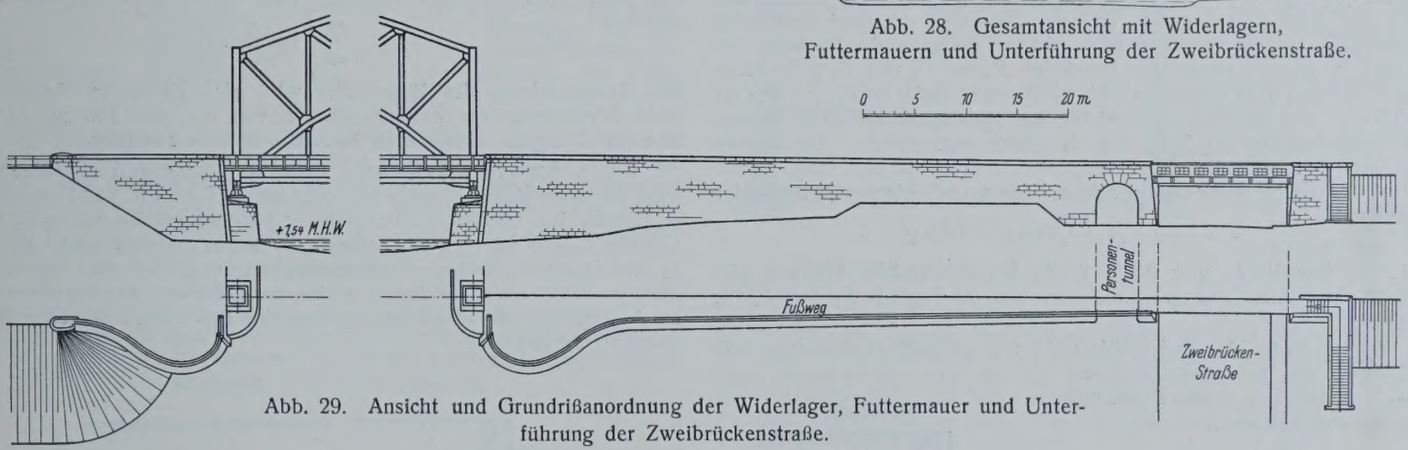


Abb. 29. Ansicht und Grundrißanordnung der Widerlager, Futtermauer und Unterführung der Zweibrückenstraße.

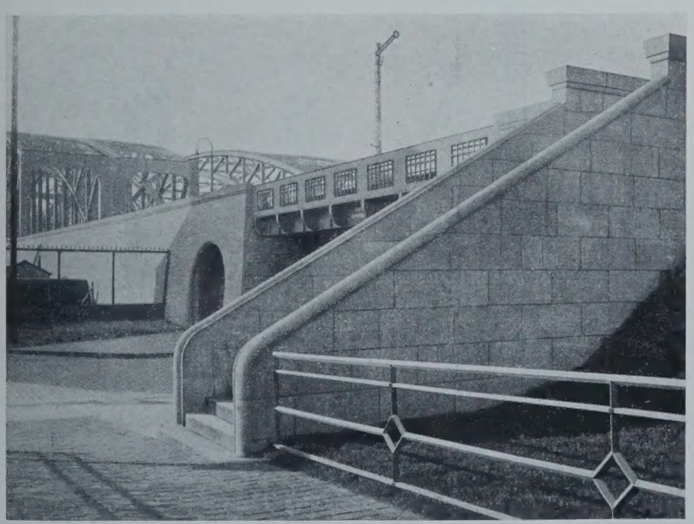


Abb. 30. Aufgang zum öffentlichen Fußweg der neuen Norderelbebrücke.

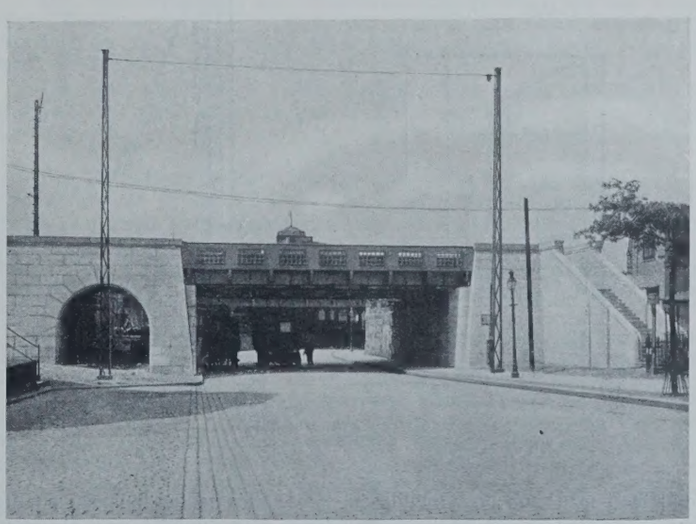


Abb. 31. Unterführung der Zweibrückenstraße.

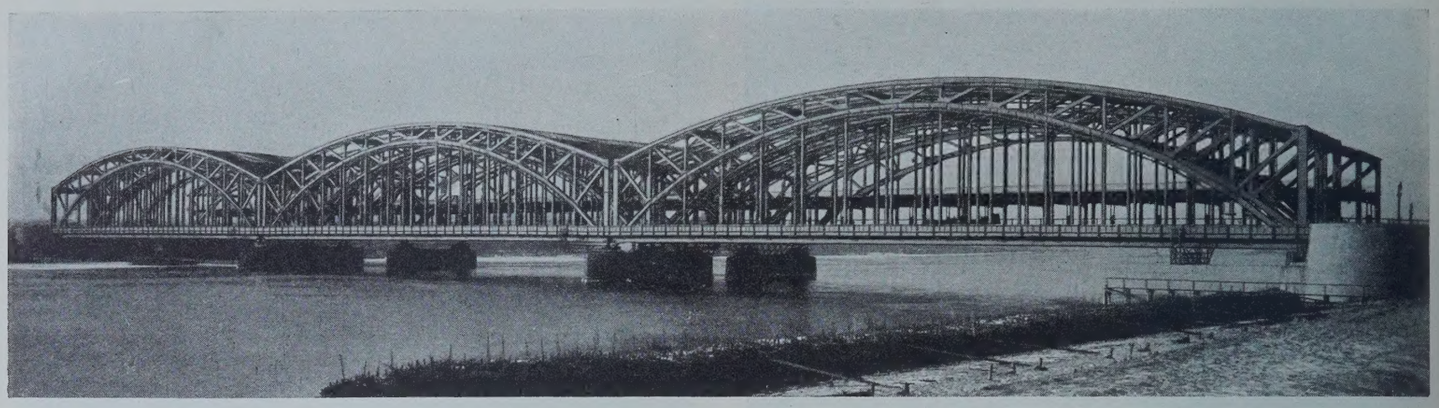


Abb. 32. Die fertige neue Norderelbebrücke.

übrigen Portalteile und die Herstellung der endgültigen Eisenbetonauflager (Abb. 27).

Gleichzeitig mit der eigentlichen Elbebrücke wurden die mit ihr zusammenhängende Eisenbahnüberführung über die Zweibrückenstraße und die zwischen ihnen befindliche Stützmauer nach dem Entwurf der Reichsbahndirektion Altona in einheitlichem Material ausgeführt (Abb. 28 bis 31). Für die Verblendung wurde Muschelkalk verwendet.

Die gesamte Montage der vollständigen Brücke, bestehend aus sechs Überbauten von je 99,96 m Stützweite im Gesamtgewicht von 5525 t St 48, wurde einschließlich der Änderung der steinernen Pfeiler, des Baues der Futtermauer und des Umbaues der Überführung über die Zweibrückenstraße in der kurzen Zeit von 19 Monaten ausgeführt.

Die Entwurfbearbeitung unterstand dem Verfasser dieses Aufsatzes, der auch die Oberleitung der Bauausführung ausübte. Die örtliche Bauleitung war Herrn Reichsbahnrat Lohe übertragen. Mit der architektonischen Bearbeitung war Herr Reichsbahnrat Schwamborn betraut.

Die Überbauten für den Personenzugverkehr sind am 27. April 1927, die Überbauten für den Güterzugverkehr am 10. Dezember 1927 in Betrieb genommen worden. An diesem Tage wurde die vollständig erneuerte Norderelbebrücke (Abb. 32) dem Betriebe in Anwesenheit des stellvertretenden Generaldirektors der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft Herrn Dr. Weirauch, des Brückenreferenten der Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft Herrn Dr. Schaper, des Oberbürgermeisters von Hamburg Herrn Dr. Petersen und zahlreicher Vertreter hamburgischer Behörden von dem Präsidenten der Reichsbahndirektion Altona Herrn Dr. Schneider feierlich übergeben.

Alle Rechte vorbehalten.

Über rationelle Bauweise von Stützmauern.

Von Reichsbahnrat **Fahl**, Salzwedel.

Abb. 1 stellt eine vollwandige Stützmauer üblicher Form dar. Der über der Fuge CD liegende Teil der Mauer ist in zwei senkrechte Lamellen L_1 und L_2 geteilt gedacht, deren Gewichte einschließlich der Auflast P_1 und P_2 seien. Die Resultante R_1 aus P_2 und E_1 gehe durch den Punkt F an der Grenze der beiden Lamellen. Dann ist $E_1\, a_1 = P_2 \cdot 1{,}0 = 2{,}0\, h\, g$. Die spezifischen Gewichte von Mauerwerk und Erde werden zur Vereinfachung der Erklärung als gleich angenommen. Denkt man sich nun eine senkrechte Lamelle L_3 von 0,8 m Breite hart rechts neben der Mauer, so ist deren Gewicht $P_3 = 0{,}8\, h\, g$, und sein um F drehendes Moment ist

$$= 0{,}8\, h\, g \cdot 2{,}4 = 1{,}96\, h\, g \approx 2{,}0\, h\, g,$$

d. h. die Lamelle L_3 von 0,8 m Breite hat die gleiche Wirkung hinsichtlich der Aufnahme des Erddrucks wie die Lamelle L_2 von 2,0 m Breite.

R_2 sei ferner die Endresultierende aus senkrechter Belastung und Erddruck, die auf den Baugrund $A-B$ wirkt. Der größte Druck auf den Baugrund ist dann

$$\sigma_1 = \frac{R_2\, 2}{3 \cdot 0{,}5} = \frac{R_2}{0{,}75}.$$

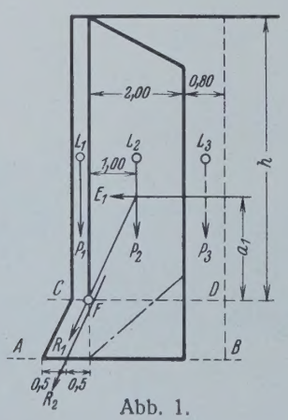


Abb. 1.

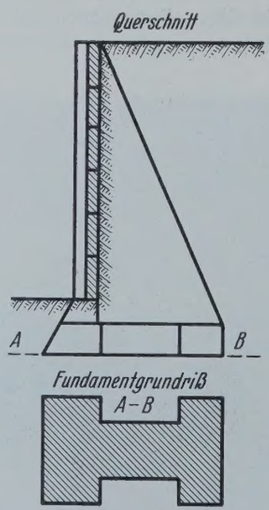


Abb. 3.

Verkleinert man nun die Grundfläche des Fundaments, indem man die Ecke rechts von der strichpunktierten Linie wegschneidet und die weggeschnittene Ecke durch entsprechende Verstärkung oder Mehrbelastung des oberen Querschnitteils ersetzt, so wird die Beanspruchung des Baugrundes

$$\sigma_2 = \frac{R_2}{2 \cdot 0{,}5} = \frac{R_2}{1{,}0}.$$

Die Beanspruchung des Baugrundes wird also günstiger; sie beträgt trotz Schwächung der Fundamentbreite von 3 m auf 1 m nur $^3/_4$ der Beanspruchung des Baugrundes durch das breitere Fundament.

Aus diesen Rechenergebnissen ergibt sich folgende Forderung: man lasse ein Stück Mauer in der Breite der Lamelle $L_2 = 2$ m von Fundamentunterkante bis Oberkante der Mauer weg und ersetze es durch eine Lamelle L_3 von 0,8 m Breite, wobei der Raum zwischen den Lamellen L_1 und L_3 durch einzelne Verbindungspfeiler ausgefüllt wird. So erhält man mindestens die gleiche oder eine noch bessere Wirkungsweise als bei Anwendung des vollen Mauerquerschnitts nach Abb. 1 bei erheblicher Ersparnis an Material.

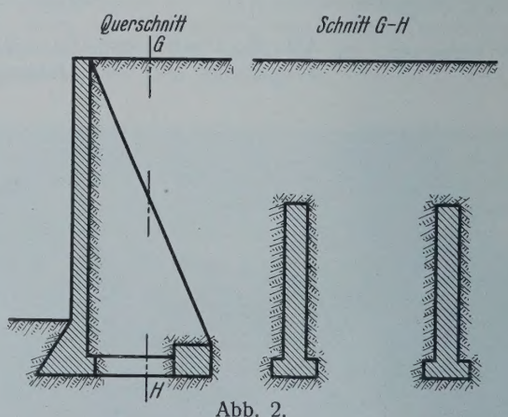


Abb. 2.

Auf Grund vorstehender Darlegungen können folgende Konstruktionsweisen ausgebildet werden:

1. (Abb. 2.) Eine durchgehende senkrechte Platte aus Eisenbeton mit durchgehendem Fundament entspricht der Lamelle L_1; die durchgehende hintere Grundplatte mit der darüber lagernden Streifen Erde entspricht der Lamelle L_3. Für die Berechnung der Wirkung werden wie üblich, nur die Erdmassen, die lotrecht über dem Mauerwerk liegen, als Auflast berücksichtigt. Verwendet man nun eine Bodenart, die eine erhebliche Kohäsion besitzt, wie z. B. Rückstände der Bettung von Eisenbahngleisen,

so wird der Boden sich auf den Fundamentabsätzen festhaken, und es wird tatsächlich der größte Teil des zwischen den Verbindungspfeilern lagernden Bodens mitangehoben werden müssen, ehe ein Kippen einer solchen Mauer eintreten kann. Sie wird also eine sehr große Sicherheit gegen Kippen bieten. Gegenüber einer Winkelstützmauer ergibt sich eine Ersparnis durch Weglassen des mittleren Teiles des waagerechten Schenkels.

2. (Abb. 3.) Zur Bildung der Mauer werden Einzelpfeiler verwendet, die in der Grundfläche des Fundaments eine I-Form haben. Die Vorderfläche der Mauer wird durch lose eingelegte Eisenbetonplatten gebildet. Diese Ausführung würde den Vorteil haben, daß die Eisenbetonplatten in Werkstätten fabrikmäßig hergestellt werden können und daher billig werden.

Über niedrigere Stützmauern von Bahnsteigmauern, Rampenmauern und Einfassungen von Ladestraßen s. „Die Bautechnik" 1928 Heft 8 (S. 100) und 48 (S. 710).

Vermischtes.

Besichtigung der Nordschleuse in Bremerhaven. Im Anschluß an den Vortrag Agatz, „Die Grundlagen der Entwurfsbearbeitung der Nordschleusenanlage in Bremerhaven" am 2. ds. Mts., über den weiter unten berichtet ist, beabsichtigt die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen am 2. 11. 1929 eine Besichtigungsfahrt der Bauarbeiten der Nordschleuse in Bremerhaven zu unternehmen. Es wird auch Gelegenheit sein, den Schnelldampfer „Bremen" zu besichtigen.

Anmeldungen an die Geschäftsstelle der D. G. f. B. bis zum 22. 10. nachm. 4 Uhr.

Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. Nr. 38. Einsturz eines dreistöckigen Gebäudes. Das in den Abb. 1 und 2 in Grundriß und Querschnitt skizzierte Gebäude hatte Umfassungswände aus Ziegelmauerwerk und Hohlsteindecken. Balken, Unterzüge und Stützen bestanden aus Eisenbeton. Die Stützen waren 6 m voneinander entfernt. Der Bau wurde im Hochsommer begonnen. Als im Herbst die oberste Decke betoniert wurde, stürzte der mittlere Teil des südlichen Flügels (Abb. 1) ohne vorherige Anzeichen bei starkem Wind (13 bis 17,5 m/sek) in ganzer Höhe plötzlich ein. Zwei von den auf dem Bauwerk beschäftigten Arbeitern wurden tödlich, zwei weitere schwer verletzt.

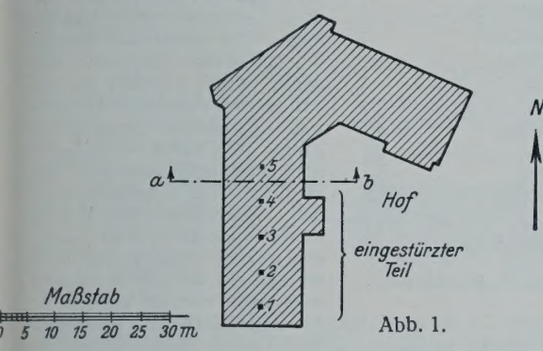


Abb. 1.

Am Unfalltage stand in den beiden obersten Geschossen noch die ganze Schalung. Im Erdgeschoß standen Notstützen, im Keller waren sie bereits entfernt.

Die eingehenden Untersuchungen der Trümmer ergaben, daß die untersten Betonfundamente aller Stützen des Flügels starke Risse aufwiesen. Die Stütze 4 (Abb. 1) stand nicht auf der Mitte des Fundaments und hatte sich durch die Fundamentplatte hindurch etwa 1,15 m in den Baugrund (Lehm) eingedrückt (Abb. 3). Die untere Platte des Fundaments wies an Stelle der im Entwurf vorgesehenen Stärke von 0,8 m nur eine solche von 0,65 m auf. Der nach Zeugenaussagen im Verhältnis 1 : 12 gemischte Beton dieses Fundamentteils zeigte teilweise stark ungleichmäßiges Gefüge und war etwa $3^1/_2$ Monate nach dem Betonieren noch so weich, daß man mit dem Spaten ohne Mühe große Stücke loslösen konnte. Ein aus der Platte entnommenes Probestück hatte eine Druckfestigkeit von nur 16,7 kg/cm² nach etwa 6 Monaten.

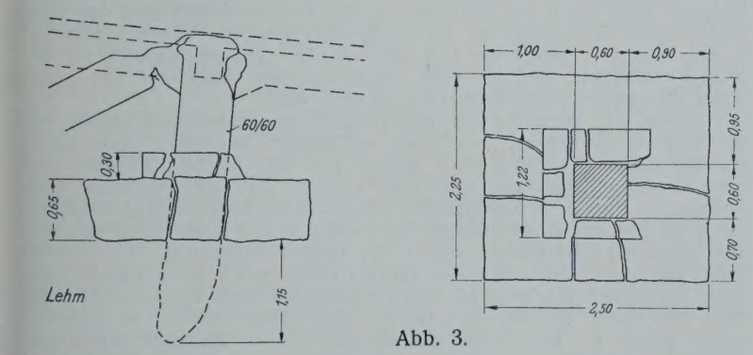


Abb. 3.

Die Nachprüfung der statischen Berechnung ergab außer einer Reihe weniger wichtiger Mängel, daß die Belastung der Stützen zu gering angenommen war. Jedoch hatten die Stützen zur Zeit des Einsturzes erst etwa 37 % der rechnungsmäßigen Höchstlast. Der von der Staatsanwaltschaft herangezogene Sachverständige nahm als Ursache des Einsturzes zunächst das Versagen des Fundaments der Stütze 4 an, das bedingt sei durch die geringe Festigkeit des Betons, die zu geringe Plattenstärke und das Fehlen einer Bewehrung zur Aufnahme der starken Biegungs- und Haftspannungen. Die geringe Betonfestigkeit sei durch starke Verunreinigung der Zuschlagstoffe verursacht. Vielleicht ist auch beim Betonieren Zement ausgewaschen worden, da nach Zeugenaussagen die Baugrube des Fundaments beim Betonieren teilweise mit Wasser gefüllt gewesen ist, das wegen des Drängens auf schnellen Baufortschritt vor dem Betonieren nicht entfernt worden sei. Außerdem soll später infolge starker Niederschläge der Keller zeitweise unter Wasser gestanden haben. Die Regenhöhe betrug während der Bauzeit rd. 210 mm gegenüber rd. 90 mm in normalen Jahren. Die von anderer Seite geäußerte Vermutung, daß der Beton durch schädliche Bestandteile des Bodens oder Grundwassers am Erhärten verhindert worden sei, fand in den Ergebnissen der chemischen Boden- und Wasseruntersuchungen keine Stütze, da diese nur ganz geringe Spuren schädlicher Bestandteile ergaben.

Ein anderer Sachverständiger nahm als Ursache für den Einsturz ein Nachgeben des Baugrundes unter der Stütze 4 an. Nachträglich ausgeführte Bodenuntersuchungen bestätigten jedoch das Ergebnis der vor Baubeginn vorgenommenen Bohrungen und ergaben, daß der Baugrund aus einer 20 m starken gleichartigen Diluvialschicht bestand, dessen oberste Schicht als Lehm zu bezeichnen ist. Probebelastungen zeigten, daß dem Baugrund eine Pressung von etwa 1,2 kg/cm², wie sie unter dem Fundament der Stütze 4 vor dem Einsturz etwa eingetreten ist, zugemutet werden konnte.

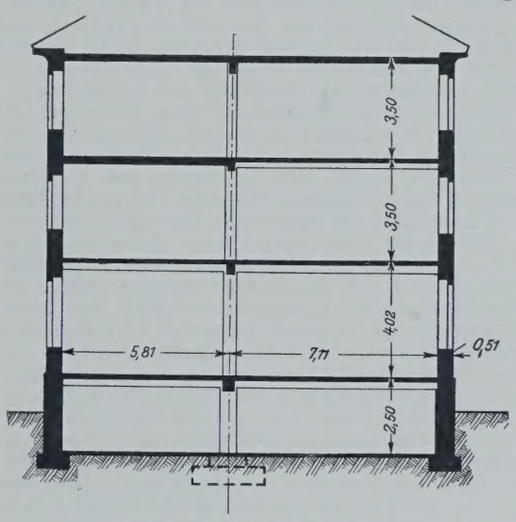


Abb. 2. Schnitt *a—b*.

Die ausführende Firma vertrat den Standpunkt, daß der zur Zeit des Einsturzes herrschende Sturm, dessen Gewalt sich kurz vor dem Einsturz nach der Aussage einer Zeugin plötzlich verstärkt habe, die hofseitige, noch nicht ganz erhärtete Umfassungswand des obersten Geschosses (Abb. 2) nach außen gedrückt und die Schalungsstützen der obersten Decke umgerissen habe. Die ihrer Unterstützung beraubte oberste Decke habe dann die übrigen im Sturz mitgerissen. Der Einsturz könne gar nicht bei Stütze 4 begonnen haben, da Arbeiter, die im Augenblick des Unfalls über dieser Stütze auf der obersten Decke arbeiteten, nicht abgestürzt seien, sondern sich noch hätten retten können. Einer dieser Arbeiter gab auch an, er habe gesehen, wie sich die oberste Decke zuerst etwa in der Mitte zwischen der Stütze 4 und dem Südgiebel trichterförmig eingesenkt habe. Die verunglückten Arbeiter hatten gerade in der Nähe dieser Stelle gearbeitet.

Der Sachverständige der Staatsanwaltschaft schloß sich auf Grund dieser Zeugenaussagen der Ansicht der ausführenden Firma an und nahm nunmehr an, daß die Zerstörung des Stützenfundaments 4 eine Folge und nicht die Ursache des Einsturzes sei.

Die Staatsanwaltschaft stellte daraufhin das gegen Unbekannt eingeleitete Verfahren ein, da das Unglück auf höhere Gewalt zurückzuführen sei. We.

Die Herbsttagung der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen fand am 2. und 3. Oktober in Berlin unter reger Anteilnahme der Fachkreise statt; die dabei gehaltenen wissenschaftlichen Vorträge gestatteten einen wertvollen Einblick in wichtige Fragen des Bauingenieurwesens; die anschließenden Besichtigungen einiger Großbaustellen boten Gelegenheit, die Aufgaben und die Ausführung mehrerer bedeutender Ingenieurbauwerke Groß-Berlins kennenzulernen.

Baurat Dr.-Ing. Agatz betrachtete in seinem Vortrag „Die Grundlagen der Entwurfsbearbeitung der Nordschleusenanlage in Bremerhaven" die allgemeine Entwicklung der europäischen Hafenanlagen für Überseepersonenverkehr und die dadurch bedingten Erweiterungsbauten in Bremerhaven. Die neue in der Ausführung begriffene Anlage besteht im wesentlichen aus einer Mole, der Schleuse, dem Wendebecken und dem anschließenden Hafenkanal mit der Eisenbahnbrücke. Da der Baugrund in dem ganzen Gebiet sehr wechselnd und unzuverlässig ist, waren besonders umfangreiche Vorarbeiten zur Aufstellung des Entwurfes erforderlich; an Hand einer bedeutenden Anzahl von Bohrproben wurden Aufschlüsse über die Beschaffenheit des Untergrundes gewonnen. Für

die ausgedehnten Kaimauern (Kajen) mit ihren erheblichen Lichthöhen wurden zahlreiche Querschnittsformen und Ausbildungsarten miteinander verglichen und untersucht und daraus die hier am günstigsten erscheinende Form einer vorgekragten winkelförmigen Betonmauer mit unterer Schürze, Spundwand und Pfahlgründung für die Ausführung gewählt. Die beiden Schleusenhäupter mit Schiebetorverschluß erforderten umfangreiche Beton- und Gründungsarbeiten. Für die Eisenbahnbrücke wurde mit Rücksicht auf die örtlichen Verhältnisse eine Drehbrücke von 87 m größerer Weite vorgesehen und als Fachwerk aus hochwertigem Stahl hergestellt. Die außerordentlich umfangreichen Vorarbeiten zu dem Gesamtentwurf der Hafenerweiterungsanlagen gestatten eine wirtschaftliche und allen neuzeitlichen Anforderungen entsprechende Durchführung der Bauarbeiten. — Im Anschluß an den Vortrag[1]) gab Dr. Agatz einige Erläuterungen über die angeblich aufgetretenen Beschädigungen an der Columbus-Kaje infolge der letzten Sturmflut.

Oberbaurat Füchsel, Berlin, behandelte das Gebiet „Vom Schweißen im Rohrleitungs- und Stahlbau". Nach einleitenden Bemerkungen über die Schweißarten, die Ausführung, Prüfung und Festigkeiten von Schweißungen und die Wirtschaftlichkeit des Schweißverfahrens wurde der Bau von Rohrleitungen erörtert. Die erforderliche Entlastung der Schweißnähte bedingt dabei eine veränderte Ausbildung der Rohrstöße, der Muffenform und der Sicken. An Hand einer Reihe von Beispielen aus der Praxis wurde die Ausführung von Schweißungen, die Anordnung und Verlegung von Rohrleitungen und, insbesondere für Gasleitungen, die Durchführung von Dichtigkeitsprüfungen gezeigt. Bisherige einzelne Fehlschläge im Leitungsbau wurden gestreift und kurz begründet. Der Vortragende berichtete ferner über die bevorstehende Aufstellung von Richtlinien für Schweißungen; sie sollen umfassen die Zulassung von Schweißarbeitern und Ingenieuren, die Überwachung und Prüfung der Schweißarbeiten, Ausführungs- und Vergebungsbedingungen und die Mindestabmessungen der Baugruben usw. — Für geschweißte Verbindungen im Stahlbau wurden Beispiele von Knotenpunkten und Konstruktionen aus dem Gebiete des Hoch- und Brückenbaues vorgeführt. Infolge der Eigenart der Arbeitsweise kommen als Tragwerkglieder nur bestimmte oder neue Querschnittsformen, in vielen Fällen (z. B. wie im Flugzeugbau) Rohrprofile zur Verwendung. — Auch für Stahlbauwerke wird die Aufstellung von Richtlinien für Schweißungen vorbereitet; der Entwurf behandelt Allgemeines, die Schweißerprüfung, Baustoffe, Schweißgut und Schweißverfahren, Berechnung, zulässige Beanspruchungen, Arbeitsverfahren und Abnahme. Am Schluß des Vortrages wurden weitere Beispiele von geschweißten Verbindungen sowie ihre statische und dynamische Prüfung betrachtet.

Reichsbahnrat Dr. Bernhard, Berlin, sprach über „Dauerversuche an eisernen Brücken". Nach einleitenden Bemerkungen über dynamische Grundlagen und Untersuchungen von ganzen Konstruktionen wurde die Versuchseinrichtung beschrieben; sie besteht hauptsächlich aus einem fahrbaren Schwingungserzeuger mit ausmittig gelagerten Schwungmassen und aus einem kleineren Meßgerät. Mit dieser Anordnung wurden von der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft Versuche bis zum Bruch durchgeführt an einer früheren Fußgängerbrücke aus Eisenfachwerk mit gekreuzten schlaffen Schrägen und an einer Versuchsbrücke mit geschweißten Verbindungen. Der vom Vortragenden erläuterte Film gab ein anschauliches Bild von der Wirkungsweise der Versuchsanlage sowie von dem Verhalten der Tragwerke infolge dynamischer Beanspruchungen. Das hier angewendete Meßverfahren soll auch dazu dienen, die im Betrieb befindlichen Brücken auf ihren baulichen Zustand hin dauernd zu überwachen.

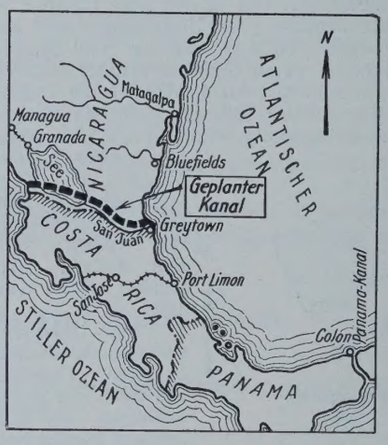
Neben den Vorträgen boten die Baustellenbesichtigungen wertvolle Anregungen. — Auf dem Gelände der früheren Kläranlage werden die umfangreichen Bauarbeiten für die neue Kläranlage bei Stahnsdorf durchgeführt, die die Abwässer von etwa einem Sechstel von Groß-Berlin aufnehmen soll bei einer täglichen Leistung bis ungefähr 125 000 bzw. 190 000 m³. Diese Anlage ist als Großversuchsanlage gedacht und in fast allen ihren Teilen so ausgebildet, daß jeweils verschiedene bisher als sehr zweckmäßig erkannte Verfahren in ihrer Wirkung miteinander verglichen werden können, um damit allgemeine Erkenntnisse und für den weiteren Ausbau der Berliner Kanalisation Unterlagen zu gewinnen. — Die Vorreinigungsbecken sind als Langbecken oder quadratisch mit Trichtern ausgebildet. Der Hauptfaulbehälter von etwa 80 · 80 m Grundfläche erhält für die Gasgewinnung eine abschließende Decke und eine Heizvorrichtung. Daneben befindet sich die Metangasanlage, die den Betriebstoff für die Erzeugung von Licht und Kraft für das Klärwerk liefern soll. Ein Teil der Abwässer wird den Rieselfeldern zugeführt, der Überschuß wird in besonderen verschiedenartigen Becken mittels Belebtschlammverfahren mehrfach gereinigt und dann dem Teltow-Kanal zugeleitet. Sämtliche Kunstbauten werden aus gegossenem Eisenbeton hergestellt. Bemerkenswert ist dabei die Baukontrolle und die Prüfung der Eigenschaften des Betons und Zementtraßbetons, der im Rahmen der amtlichen Bestimmungen nur mit Rücksicht auf Festigkeit und Dichtigkeit zubereitet wird, ohne daß ein bestimmtes Mischungsverhältnis vorgeschrieben wurde, so daß den Unternehmern weiter Raum zur Erfüllung der ihnen gestellten Bedingungen gegeben ist. Zur Durchführung der Versuche und Prüfungen ist ein Baulaboratorium vorhanden. Für die Betonbereitung werden selbsttätig zumessende und arbeitende Sondermaschinen Bauart Sonthofen verwendet. Die Ausführung der Arbeiten einschließlich der Betriebs-, Verwaltungs- und Wohngebäude ist einer Arbeitsgemeinschaft von vier Firmen übertragen worden und soll zum 1. Oktober 1930 beendet werden. Die Planung der Gesamtanlage und ihre bauliche Durchführung lassen erwarten, daß hier eine Musteranlage geschaffen wird.

[1]) Der Vortrag wird voraussichtlich ausführlich in der „Bautechnik" veröffentlicht werden.

Außerdem wurden die Baustellen des Westkraftwerkes und die Unterführung der Untergrundbahn am Bahnhof Gesundbrunnen besichtigt. Die letztere Anlage ist dadurch bemerkenswert, daß der Untergrundbahntunnel während des starken Betriebes unter den in einem breiten und tiefen Einschnitt verlaufenden Reichsbahngleisen hindurchgeführt werden muß, wobei zahlreiche technische Schwierigkeiten zu überwinden sind.

Dr. R.

Der Nikaragua-Kanal. Tagesnachrichten zufolge hat der Generalmajor Jadwin im Auftrage der Regierung der Vereinigten Staaten New York verlassen, um, ausgestattet mit einem Fundus von 600 000 R.-M., die Trasse des Nikaragua-Kanals zu erkunden und die Baukosten zu ermitteln. Der Nikaragua-Kanal galt stets als eine leistungsfähige Hochstraße des Weltverkehrs. Die geographische Lage und die topographischen Verhältnisse des Landes sind für einen Kanal von Ozean zu Ozean denkbar günstig, so daß der erste Gedanke dieses Kanalbaues bereits im Jahre 1534 auftauchte. Die erste örtliche Erkundung wurde im Jahre 1826 ausgeführt. Die Isthmus-Kommission, die von den Vereinigten Staaten im Jahre 1901 zur Prüfung der Kanalfrage eingesetzt wurde, hatte sich in ihrem Bericht ebenfalls zugunsten des Nikaragua-Kanals im Gegensatze zu einer Verbindung von Colon nach Panama ausgesprochen. Politische Gründe fällten die Entscheidung jedoch zugunsten des Panama-Kanals. Die Regierung der Vereinigten Staaten hat trotzdem den Bau des Nikaragua-Kanals niemals aus dem Auge gelassen. Die vorgesehene Trasse benutzt den Nikaragua-See und seinen Abfluß St. Juan in den Atlantischen Ozean. Die geringste Entfernung zwischen dem Nikaragua-See und der pazifischen Küste beträgt nur 25 km. Die Höhe dieser Wasserscheide liegt in ihrem niedrigsten Punkte etwa 150 m über Seehöhe. Die Gesamtlänge des geplanten Kanals beträgt etwa 280 km, von denen jedoch ungefähr 255 km auf bereits bestehende Wasserwege entfallen. Ursprünglich sollte der Kanal 8 Doppelschleusen enthalten und der St.-Juan-Fluß aufgestaut werden. Neuerdings sind jedoch Erwägungen darüber im Gange, den ganzen Kanal in Seehöhe zu halten, so daß Schleusen vermieden werden würden.



Im Jahre 1916 wurde der Bryan-Chamarro-Vertrag zwischen Nikaragua und den Vereinigten Staaten ratifiziert. Durch diesen Vertrag gewährte die Republik Nikaragua den Vereinigten Staaten gegen eine Abfindung von 3 Mill. Dollars das Recht, einen Kanal durch ihr Gebiet vom Atlantischen zum Pazifischen Ozean zu bauen. Den Vereinigten Staaten wurde außerdem die Anlage je einer Marinestation an der atlantischen, an der pazifischen Küste und im Nikaragua-See gestattet. Diese Linie soll nun neuerdings von dem Generalmajor Jadwin erkundet werden. Er hat seinen Bericht bis zum 31. März 1931 dem Kongreß vorzulegen. Der Anlaß für diesen neuerlichen Schritt liegt angeblich darin, daß der Schiffsverkehr durch den Panama-Kanal in einem solchen Maße im Wachsen begriffen ist, daß der Bau eines zweiten Kanals demnächst notwendig werden wird. Für die nächsten 10 oder 15 Jahre wird der bestehende Kanal in der Lage sein, dem Verkehr zu genügen, zumal das Durchschleusen bis jetzt nur zu bestimmten Stunden stattfindet. Seine Leistungsfähigkeit wird durch die Verlängerung der Betriebstunden und den Bau einer dritten Schleusenreihe noch erheblich gesteigert werden können. In den letzten 5 Jahren hat sich die Zahl der durchgeschleusten Schiffe jedoch verdoppelt, und es wird daher nur eine Frage der Zeit sein, wann ein zweiter Kanal notwendig werden wird.

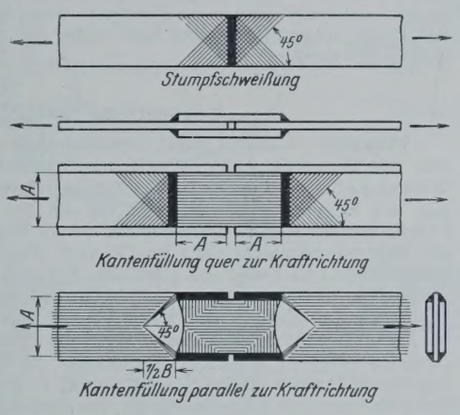
Neben der Rücksicht auf den Handelsverkehr bestehen jedoch für die Vereinigten Staaten erhebliche militärische Interessen. Die nordamerikanischen Marinebehörden setzen sich seit langem für den Bau eines zweiten Kanals ein, um in der Lage zu sein, die pazifischen und atlantischen Flotten in Kriegszeiten vereinigen zu können. Daß sie dabei bis jetzt nur auf einen einzigen Kanal angewiesen sind, betrachten sie als einen sehr schwachen Punkt der Landesverteidigung. Es besteht nicht nur die Gefahr, daß der Panama-Kanal durch einen Handstreich einer feindlichen Macht außer Betrieb gesetzt werden kann, sondern es liegt hier auch die ständige Gefahr größerer Erdrutsche vor. Durch solche wurde der Betrieb des Kanals seit seinem Bestehen wiederholt gefährdet. Der Bau eines zweiten Kanals wird daher als Lebensnotwendigkeit für das Land angesehen. Die Kosten des Nikaragua-Kanals sollen sich auf etwa 4 Milliarden R.-M. belaufen. Schwierigkeiten, diese Summe aufzubringen, dürften nicht bestehen.

Bevor der Bau in Angriff genommen werden kann, müssen jedoch noch starke politische Widerstände beseitigt werden. Zunächst wird ein neuer Vertrag zwischen Nikaragua und den Vereinigten Staaten nötig sein, der Einzelheiten festlegt. Voraussichtlich wird ein solcher Vertrag auch mit der Republik Costarica erforderlich werden, da der St.-Juan-Fluß die Grenze zwischen Nikaragua und Costarica bildet. Außerdem haben Salvador und Honduras bereits zu erkennen gegeben, daß der Bryan-Chamarro-Vertrag in seiner jetzigen Form andere Verträge, die zwischen ihnen und Nikaragua bestehen, beeinträchtige. Eine Bereinigung dieses

ganzen Fragenkomplexes wird also noch besondere diplomatische Maßnahmen erforderlich machen.

Der Bau des Kanals ist von erheblicher Bedeutung für die Wirtschaft Nikaraguas. Zur Zeit bilden Land- und Forstwirtschaft die bedeutendsten Industriezweige des Landes; es sind jedoch erhebliche Erzlager vorhanden, besonders Silber und Gold. Die Erschließung dieser Vorkommen ist für das Land aber hauptsächlich eine Transportfrage. Durch die schlechten Verkehrsverhältnisse wird die Entwicklung des Bergbaus sehr gehemmt. Die Betriebslänge der vorhandenen Eisenbahn beträgt ungefähr 330 km. Von dem Netz der sehr schlechten Landstraßen sind nur etwa 370 km für Kraftfahrzeuge benutzbar. Außerdem gibt es zur Zeit im Norden des Landes kein Verkehrsmittel von Küste zu Küste. Schiffsladungen müssen daher den ungefähr 2500 km langen Weg durch den Panama-Kanal machen. Es liegt zwar ein Entwurf für eine Bahn von Bluefields, dem Haupthafen an der Ostküste, nach Matagalpa vor, die in südwestlicher Richtung an die bereits bestehende Eisenbahn zwischen Managua und Granada angeschlossen werden soll. Der Bau dieser Eisenbahn würde die wirtschaftliche Lage des Landes erheblich stärken. Es ist jedoch nicht damit zu rechnen, daß in dieser Beziehung irgend ein Schritt getan wird, bevor die endgültige Entscheidung über den Kanalbau gefallen ist. Dr. Steinhagen.

Versuche an geschweißten Fachwerkstützen. In der Versuchsanstalt der Universität Berceley, California, wurden nach Eng. News-Rec. 1929 vom 30. Mai bemerkenswerte Festigkeitsprüfungen an geschweißten Fachwerkstützen und auch an Stoßverbindungen vorgenommen. Die letzteren verdienen besondere Beachtung, da sie einigen Aufschluß über die Wirkung der Verschweißung geben.



Für Stumpfschweißung wurde eine Bruchfestigkeit von etwa 3180 kg/cm² festgestellt. Ferner wurden, wie aus der nebenstehenden Abbildung ersichtlich ist, verschiedenartige Laschenverbindungen untersucht, bei denen die Laschenkanten quer bzw. längs der Kraftrichtung angeschlossen waren. Quer zur Kraftrichtung angeordnete, im Querschnitt dreieckige Kantenfüllungen aus Schweißgut zeigten eine größere Haftfestigkeit als längs der Kraftrichtung gelegte Schweißkanten, und zwar ergab sich bei der erstgenannten Anordnung eine Haft- oder Scherfestigkeit in der Schweißstelle von 1560 bis 1660 kg/cm². Die ferner auf ihre Knickfestigkeit geprüften Fachwerkstützen bestanden aus vier im Quadrat gestellten Winkelstäben, die untereinander durch Schrägstäbe verbunden waren. Bei den Versuchen wurde schließlich auch der Wert der Schweißarbeit von gelernten und ungelernten Schweißern gewürdigt. Zs.

Feinrechen der Laufwerke. Bekanntlich haben die vorgeschriebenen Feinrechen vor den Turbineneinläufen den Zweck, die Fische von den Turbinen zurückzuhalten und sie im Interesse des Fischereischutzes vor Beschädigungen zu schützen; deshalb wird auch behördlicherseits die Lichtweite zwischen den Rechenstäben auf 20 bis 30 mm vorgeschrieben. Will man nun nicht die Kanalbreite und -tiefe an der Einbaustelle des Rechens auf etwa den doppelten normalen Wasserquerschnitt bringen oder dem Rechen eine sehr schräge Lage zur Stromrichtung geben, was zu einer wesentlichen Vergrößerung und damit Verteuerung führt, so bildet sich infolge des verkleinerten Durchflußquerschnitts mit vergrößerter Reibung zwischen den Stäben vor dem Rechen ein oft unzulässiger Stau, und es entstehen Gefällverluste, die durch die zugeführten und angeschwemmten Schwimmstoffe noch weiter vergrößert werden und außerdem besonders im Herbste und in der kälteren Jahreszeit bei Laub- und Eisgang vermehrte Überwachung und Bedienung erfordern.

Prof. Dr. Ludin, Berlin, macht nun in der Elektrischen Zeitschrift 1929 Heft 2 auf die groß angelegten schwedischen Versuche vorigen Jahres aufmerksam, die, wie es scheint, noch nicht genügend in der Fachwelt bekannt geworden sind und jedenfalls für Wasserkraftbesitzer mit neuzeitlichen Turbinenanlagen (Kaplan-Propeller-, Lavaczek- u. dgl. Turbinen) und für Neuanlagen von besonderer Wichtigkeit sind.

Ohne auf Einzelheiten einzugehen, möge hier nur kurz als Ergebnis der von der schwedischen staatlichen Wasserkraftverwaltung vorgenommenen Versuche mitgeteilt werden, daß diese Feinrechen wegfallen können, da die Fische beim Durchgang durch neuzeitliche Niederdruckturbinen fast ausnahmslos weder äußere noch innere Beschädigungen erfahren haben, während vielfach Aale und selbst größere Fische durch den Wasserdruck auf die stark durchströmten Feinrechen so angepreßt werden, daß sie nicht mehr loskommen und entweder von der Rechenharke erfaßt und beschädigt werden oder durch Erschöpfung zugrunde gehen. Daher bestehen dort wassergesetzliche Rechenstabweiten bis zu 230 mm.

Ähnliche Versuche sind nach einem aufschlußreichen Berichte des kantonalen Fischereisachverständigen Dr. Schmaßmann von der badisch-schweizerischen Kommission für die Fischerei im Oberrhein angestellt worden, und zwar mit einer waagerechten Doppelzwillings-Francisturbine alter Bauweise von 1,5 m Laufraddurchmesser und mit einem Spalt von nur 4 cm zwischen Lauf- und Leitrad, wonach „die Gefahr für Fische weit geringer sein dürfte als sie von fischereilicher Seite vielfach angenommen wird."

Diese Versuche weisen dringend auf eine Lockerung der bestehenden Gesetzesbestimmungen hin, wozu die Wasserkraftverbände mit hinzuwirken hätten. R. Toepel, Leipzig.

Zuschriften an die Schriftleitung.

Die Geschwindigkeitsverteilung im Strahle über einer Wehrkrone. Herr Prof. Dr.-Ing. Winkel übt in einer Anmerkung seines in der „Bautechnik" 1929, Heft 28, erschienenen, vorstehend genannten Aufsatzes an den Arbeiten meines ehemaligen Mitarbeiters Dr.-Ing. F. Bundschu eine Kritik, die ich nicht unwidersprochen lassen kann, zumal sie mit auffallender Schärfe des Urteils eine nicht völlig genaue Darstellung der beurteilten Versuche verbindet.

Das von Herrn Dr.-Ing. Bundschu benutzte Versuchsmodell (nicht die Versuchsmodelle!) (s. Der „Bauingenieur" 1928, Heft 26) wurde mit einer Überfallhöhe von 90 mm betrieben.

Die Überfallhöhen der Mehrzahl der von Herrn Prof. Winkel wiedergegebenen Versuche (Abb. 2 u. 3) sind 123,4 und 131,7 mm, also von derselben Größenordnung. Bei dieser Sachlage überrascht der Vorwurf, daß „die benutzten Versuchsmodelle viel zu klein ... gewesen seien ..., um über die Geschwindigkeitsverteilung Aufschluß geben zu können". (Die geringere Überfallbreite der Bundschuschen Anordnung — 116,4 mm — war durch die sorgfältige hydrodynamisch verlustfreie Ausbildung des Zulaufs weitgehend ausgeglichen.) Herr Dr. Bundschu hat überdies aber gar nicht, wie der Leser nach der Winkelschen Darstellung annehmen muß, Geschwindigkeiten gemessen (diese und weitere Untersuchungen hat seine, sich klar als eine vorbereitende Arbeit kennzeichnende Veröffentlichung weiteren Forschungen vorbehalten), er hat lediglich die Überfallmengen gemessen (durch Wiegung) und sie mit der nach seiner neuen (erstmals in der „Deutschen Wasserwirtschaft" vom 20. IV. 1927 veröffentlichten) Anschauung theoretisch sich ergebenden ideellen Wassermenge verglichen. Die hierbei sich herausstellende Unstimmigkeit (wirkliche Wassermenge etwas größer als ideelle) hat er aufgezeigt und in vorläufig roh geschätzten Beiwerten ausgedrückt. Er hat weiter Andeutungen über die Richtung gegeben, in der nach seiner Vermutung Erklärungen für die festgestellte Abweichung zu suchen sind. Ob dieser Erklärungsversuch oder der von der alten Überfallformel ausgehende und den angenommenen Einfluß der Quergeschwindigkeiten stark betonende Winkelsche näher an die wahrscheinlich komplexe Wirklichkeit herankommt, wird wohl besser dem weiteren Forschen und Urteil Unbeteiligter zur Entscheidung überlassen, als daß man versucht, fruchtbare Diskussion kurzerhand durch den Vorwurf der Unwissenschaftlichkeit der einen Auffassung zu beenden. Daß schließlich Herr Dr. Bundschu seine nicht zum wenigsten auch für die Praxis sehr anregenden und dankenswerten Ideen in „Buchform" veröffentlicht hat (in Wirklichkeit handelt es sich um eine der seit längerer Zeit üblich gewordenen, keineswegs den Anspruch auf Wertung als fertiges Lehrbuch machenden kleinen Broschüren), wird man ihm auch nicht so schwer anrechnen dürfen, da bekanntermaßen auf dem Wege der einmaligen Zeitschriftenveröffentlichung selbst wertvolle Anregungen nicht genügend weit durchzudringen pflegen.

Charlottenburg. Adolf Ludin.

Erwiderung.

Die obenerwähnte Überfallhöhe 123,4 mm ist eine der kleinsten der in Danzig untersuchten Überfallhöhen; bei dieser zeigte sich bereits die früher geschilderte Abweichung vom normalen Verhalten, was demnach bei einer Überfallhöhe von etwa 90 mm auch zutreffen wird. Die Mehrzahl der in der Danziger Versuchsanstalt untersuchten Fälle weist Überfallhöhen bis rd. 190 mm auf.

Es ist von mir nirgends zum Ausdruck gebracht worden, daß Herr Dr.-Ing. Bundschu „Geschwindigkeitsmessungen" im Überfallstrahle angestellt habe; dagegen habe ich zu der Annahme, daß die Geschwindigkeit v im Überfallstrahle in allen Tiefen gleich groß bleibe, hervorgehoben, daß die benutzten Versuchsmodelle zu klein waren, „um über diese Geschwindigkeitsverteilung Aufschluß geben zu können". Hierzu sei auf die in der „Bautechnik" 1929, III. Vierteljahrsheft, veröffentlichten Danziger Forschungsergebnisse (insbesondere Abb. 2, 7 u. 8) verwiesen.

Danzig, im September 1929. R. Winkel.

Wir schließen hiermit die Aussprache. Die Schriftleitung.

Zur Gründung der Donaubrücke in Zwiefaltendorf (Württ.) und zur Baugrunduntersuchung. Die Darstellung der linken Widerlagergründung bei der Brücke von Zwiefaltendorf durch Regierungsbaumeister F. Baumann in der „Bautechnik" 1929, Heft 29, weicht in manchen Punkten von den zeichnerischen und sonstigen Unterlagen des Bauamtes selbst ab. Auf Grund dieser amtlichen Unterlagen hatte ich die Vorgänge bei der Gründung und die wahrscheinlichen geologischen Verhältnisse im Baugrund des linken Widerlagers der Donaubrücke in „Beton u. Eisen" 1928, Heft 16, zu rekonstruieren versucht und war dabei zu bautechnisch günstigerer geologischer Lagerung als Baumann gelangt. Volle Sicher-

heit ist aber auch nach des Letzteren Darstellung nicht vorhanden, weil eine fachgeologische Untersuchung aller Teile des Baugrundes während der Probegrabungen, -bohrungen und während der Bauausführung selbst nicht stattfand; der „zugezogene Geologe“ („Bautechnik“ 1929, S. 443) hat die überschwemmte Baugrube nur einmal unter ungünstigen Verhältnissen gesehen, Bohrproben lagen ihm nicht vor, er konnte daher nichts Bestimmtes über Schichtenfolge und Lagerung feststellen, ein „geologisches Gutachten“ hat er nicht abgegeben, ein solches fand sich auch nicht in den Akten des Bauamts. Bei der immerhin zweifelhaften Tragfähigkeit des Baugrundes und dem großen Gewölbeschub wäre eine recht genaue fachgeologische Untersuchung des ganzen Untergrundes vor und während der Bauarbeiten unbedingt von Vorteil gewesen.

Grundsätzlich möchte ich dazu noch bemerken, daß eine kurze einmalige Besichtigung der Baugrube durch den Geologen nicht genügt. Nach meiner Erfahrung in Baugrunduntersuchung muß der Geologe sowohl die Aufschlüsse bei den Vorarbeiten — Schächte, Stollen, Probegruben und -bohrungen — fachwissenschaftlich untersuchen, wie auch in der offenen Baugrube kurz vor deren vorläufiger Fertigstellung seine Ergebnisse Meter für Meter maßstabgerecht in Grundriß und Profile eintragen. Wenn er dann noch etwas Kenntnis der bautechnischen Belange besitzt, kann er mit einiger Genauigkeit nicht bloß die Standfestigkeit der Böschungen und des Untergrundes gegen Rutschungen u. dergl., sondern auch die zulässige Belastung abschätzen. Dazu gehören aber nicht allein statische Methoden und kurze Angaben über einige Reibungs- und Böschungswinkel sowie Tragfähigkeiten, wie sie sich in manchen Taschen-, Hand- und Lehrbüchern finden, sondern volle geologische Ausbildung und eine Zusammenfassung der bisherigen Erfahrungen auf diesen Gebieten, etwa nach Art der Tabellen über „Zulässige Belastung des Baugrundes in kg/cm²“ sowie „Natürliche Böschungswinkel und Böschungsverhältnisse“, die ich nach der gesamten damals zugänglichen Literatur und eigenen Beobachtungen auf S. 338 bis 347 meiner „Geologie im Ingenieur-Baufach“ (Stuttgart, F. Enke) 1927 zusammenstellte. Wie man mit derartigen Unterlagen insbesondere die Tragfähigkeit des Baugrundes abschätzen kann, beabsichtige ich an Hand mehrerer Beispiele aus meiner jüngsten Praxis zu zeigen, vgl. auch die „Gründung von betonierten Wasser-Hochbehältern“ in „Beton u. Eisen“ 1928, S. 308 u. f. Hierzu gehören aber nicht nur primitive Versuche, mit Einrammen von Eisenstangen und Herauskratzen von etwas Schlamm mit dem Raumlöffel aus solchen „Bohrlöchern“ den Baugrund beurteilen zu wollen, oder gar die beliebten „Nadelversuche“, sondern bohrtechnisch einwandfreie Bohrungen meist bis mindestens 3 m unter die endgültige Baugrubensohle mit geologisch einwandfreier Gewinnung, Bereitstellung, Bezeichnung und Untersuchung des gesamten Bohrguts durch den praktischen Fachgeologen, der auch Schächte und Stollen sowie die Baugrubenwände und -sohlen selbst untersuchen muß. Es wäre ferner erforderlich, daß die Ergebnisse der im Gange befindlichen Klärung dieser Vorfragen und die einwandfreie Bezeichnung der wichtigsten Bodenarten durch den „Deutschen Ausschuß für Baugrundforschung“ bei der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen von allen Interessenten beachtet wird. Auf Grund dieser Klarstellungen müßten dann gemeinsam von Vertretern der Bautechnik und der praktischen Geologie — möglichst unter Beteiligung der „Deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik“ — auf geologisch genau untersuchtem Untergrund verschiedenster Art Probebelastungen ausgeführt werden, deren Ergebnisse sich nunmehr mit größerer Sicherheit auf entsprechende Baugrundverhältnisse übertragen ließen, als das nach den bisherigen Unterlagen der Fall ist.

Dr. Walter Kranz, Württ. Landesgeologe, Ingenieur V. D. I.

Herr Regierungsbaumeister F. Baumann, dem die vorstehende Äußerung vorgelegt wurde, verzichtet auf eine Erwiderung.

Die Schriftleitung.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Verfahren zum Herstellen von Ortpfählen aus Stampfbeton mit seitlichen Vorsprüngen. (Kl. 84c, Nr. 473 964 vom 11. 8. 1923 von François Jean-Marie Monnier-Ducastel in Paris.) Zunächst wird die Ausnehmung *P* im Boden entweder durch Bohren, Stauchen u. ä. hergestellt. Ist die gewünschte Tiefe erreicht, so wird die Grundschicht *B* des Betons eingebracht. Dann wird die Gelenkplatte eingeführt, die die Aussparungen für die Vorsprünge herstellt. Das Einsatzstück ist als ein durch das Gelenk *A* verbundenes Plattenpaar *S* ausgebildet, das auf den noch nachgiebigen Beton *B* aufgesetzt wird. Durch gleichmäßigen Druck oder Stoß auf ein Zwischenstück wird das Gelenk *A* in die Stellung nach Abb. 2 heruntergeschlagen. Die beiden Teile der Doppelplatte *S* öffnen sich infolgedessen und stechen, da der noch weiche Beton *B* nachgibt, die Aussparung *E* vom Baugrund ab. Wird der auf das Gelenk *A* ausgeübte Druck fortgesetzt, so wird das gelenkige Einsatzstück schließlich die Lage nach Abb. 3 einnehmen. Während der Bewegung der Gelenkplatte nach unten kann ein Teil des zuerst eingebrachten Betons leicht um die Schenkel des Gelenks herum nach oben emporquellen, so daß sich das Gelenk nach unten senkt und die Doppelplatte unter gleichzeitiger Bildung einer sich nach unten erweiternden Aussparung in die waagerechte Lage gelangt. Hierauf wird weiter Beton in die Ausnehmung *P* eingebracht und festgestampft, so daß sich in den Aussparungen *E* Widerlager bilden, die mit den Plattenteilen *S* den Betonpfahl im Boden verankern. Da die Einsatzstücke im Boden belassen werden, so wird der Vorteil erreicht, daß der Pfahl selbst durch die Einsatzstücke mit verstärkt wird.

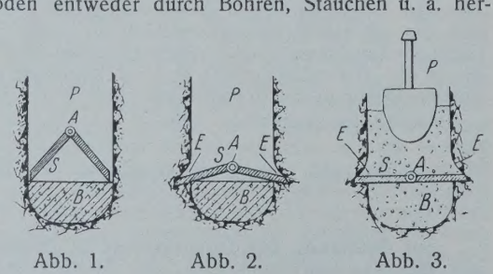
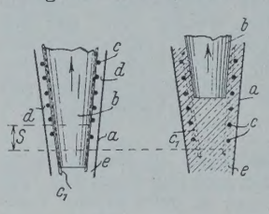


Abb. 1. Abb. 2. Abb. 3.

Verfahren zur Herstellung konischer Eisenbetonpfähle. (Kl. 84c, Nr. 468 550 vom 30. 10. 1926, von Dr.-Ing. ehr. Karl Bernhard in Berlin.) Um bei Eisenbetonpfählen zu vermeiden, daß die an der Oberfläche des Pfahles liegenden Eiseneinlagen durch das feuchte und säurehaltige Erdreich zerstört werden, wird die zur Verstärkung des dünneren Eintreibrohres beim Einrammen verwendete und im Boden verbleibende Eiseneinlage vollständig in Beton eingeschlossen. Zu diesem Zweck wird die zwischen dem Vortreibrohr *a* und dem Kern *b* liegende, das Rohr beim Einrammen versteifende Eiseneinlage *e* beim Herausziehen des Kerns etwas angehoben, und zwar um ein Stück *s*; hierdurch verbleibt zwischen dem Vortreibrohr und der Eiseneinlage ein Zwischenraum *d* von etwa 2 bis 3 cm. Die Bewehrung wird oben am Vortreibrohr festgelegt, so daß sie dem Kern nicht mehr folgen kann, der nun allein weitergehoben wird; er wird entweder ganz herausgezogen, wenn das Vortreibrohr vollkommen mit Beton ausgefüllt werden soll, oder nur teilweise, wenn Hohlpfähle hergestellt werden.



Personalnachrichten.

Preußen. Versetzt sind: Oberregierungs- und -baurat (W.) Raddatz von der Verwaltung der Märkischen Wasserstraßen in Potsdam an die Wasserbaudirektion in Stettin; — die Regierungs- und Bauräte (W.) Damm von der Regierung in Marienwerder an die Regierung in Breslau und Frank von der Regierung in Breslau an die Regierung in Marienwerder; — die Regierungsbauräte (W.) Polte vom Kulturbauamt in Stolp an das Kulturbauamt in Erfurt als Vorstand, Franz Marx vom Wasserbauamt in Steinau a. O. nach Bülstringen (Kanalbauamt Neuhaldensleben), Otto Winkler vom Kultur- und Wasserbauamt in Lötzen an das Kulturbauamt in Marienwerder als Vorstand, Radisch von Bülstringen (Kanalbauamt Neuhaldensleben) an das Hafenbauamt in Pillau, Appelt vom Kanalbauamt in Datteln an das Wasserbauamt in Dorsten, Starker von Niederfinow (Neubauamt Eberswalde) an das Neubauamt Kanalabstieg in Magdeburg; — der Regierungsbaumeister (W.) Jentsch vom Hafenbauamt in Pillau an das Wasserbauamt in Steinau a. O.

Überwiesen: der Regierungsbaurat (W.) Diefenbach vom Kanalbauamt in Datteln dem Wasserbauamt in Dorsten.

Ernannt: der Regierungsbaurat (W.) Post in Hannover zum Vorstand des Wasserbauamts I daselbst, der Regierungsbaurat (W.) Sarrazin in Schwedt a. O. zum Vorstand des Neubauamts für Brückenbauten daselbst, der Regierungsbaurat (W.) Lehde in Osnabrück zum Vorstand des Kulturbauamts daselbst.

Zu Regierungsbauräten ernannt und als solche planmäßig angestellt worden sind: die Regierungsbaumeister (W.) Walter Voß beim Kulturbauamt in Fulda und Hans Hinrichsen beim Kulturbauamt in Neumünster.

Unter Wiederaufnahme in den Staatsdienst überwiesen: der Regierungsbaumeister (W.) Herbert Schaefer dem Kulturbauamt in Lippstadt.

In den dauernden Ruhestand getreten: die Oberregierungs- und -bauräte (W.) Arndt bei der Regierung in Breslau und Wellmann bei der Wasserbaudirektion in Stettin.

Auf eigenen Antrag aus dem Staatsdienst entlassen: der Regierungsbaurat (W.) Josef Müller beim Kulturbauamt in Osnabrück.

Die Kanalbauämter in Datteln und Dorsten sowie das Oderbauamt in Greifenhagen sind aufgelöst worden, die Restarbeiten von Greifenhagen werden von dem Wasserbauamt in Stettin miterledigt.

Zum 1. Oktober 1929 ist in Dorsten ein Wasserbauamt eingerichtet worden, dem die Unterhaltung und der Betrieb des Kanals Wesel—Datteln oberhalb der Schleuse Hünxe und die Abwicklung der noch unerledigten Neubauangelegenheiten obliegt. Zum Vorstand bestellt wurde der Regierungsbaurat (W.) Albert Kahle in Dorsten.

Sächsische Straßen- und Wasser-Bauverwaltung. Versetzt: am 1. 4. 29 Regierungsbaurat Strohbach vom Amt für Gewässerkunde in Dresden zum Straßen- und Wasser-Bauamt Meißen, Regierungsbaurat Häntzschel vom Straßen- und Wasser-Bauamt Meißen zum Straßen- und Wasser-Bauamt Dresden.

INHALT: Die heutige Groß-Erdbautechnik. — Die neue viergleisige Eisenbahnbrücke über die Norderelbe in Hamburg. — Über rationelle Bauweise von Stützmauern. — Vermischtes: Besichtigung der Nordschleuse in Bremerhaven. — Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. Nr. 38. Einsturz eines dreistöckigen Gebäudes. — Herbsttagung der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen. — Nikaragua-Kanal. — Versuche an geschweißten Fachwerkstützen. — Feinrechen der Laufwerke. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

7. Jahrgang | BERLIN, 25. Oktober 1929 | Heft 46

Alle Rechte vorbehalten.

Schöpfwerk Pollychen.

Von Regierungsbaumeister **Kurt Griesert,** Landsberg a. d. W.

Unmittelbar oberhalb der Einmündung der Netze in die Warthe wird die rechtseitige Wartheniederung durch einen rd. 12 km langen winterhochwasserfreien Deich geschützt. Die Entwässerung dieser durch Statut vom 1. Mai 1854 im Deichverbande Morrn-Pollychen zusammengefaßten Ländereien geschah bisher durch ein Holzsiel bei Pollychen, dem das Niederschlagwasser durch ein im Verhältnis zur Größe des Deichverbandsgebietes wenig verzweigtes Grabennetz zugeführt wurde (Abb. 1).

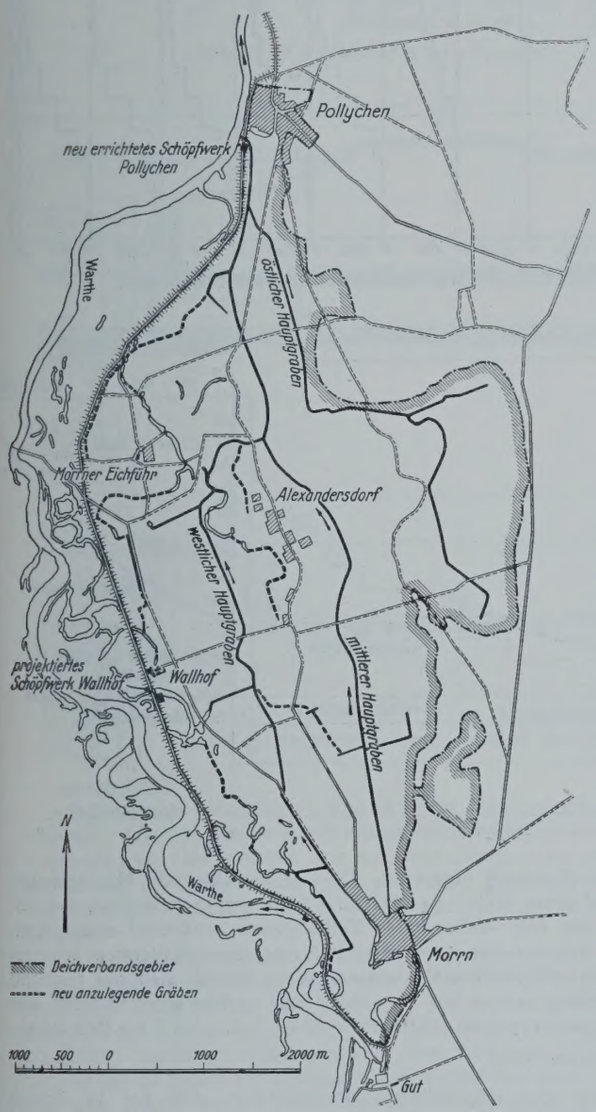


Abb. 1. Übersichtsplan des Deichverbandes Morrn-Pollychen.

Die schon seit Jahrzehnten sich zeigenden Entwässerungschwierigkeiten dieser Anlage waren dadurch bedingt, daß das Hochwasser der Warthe die natürliche Vorflut des Deichverbandes aufhob und dann das Binnenwasser weit ausgedehnte Überschwemmungen hervorrief. Da außerdem ein großer Teil des Gebietes mangels genügender Parallelgräben am Deich stark unter Drängewasser litt, waren verspätete Bestellung und unsichere Ernten die Folge.

Zur Beseitigung dieser mißlichen Verhältnisse hat der Deichverband im Winter 1927/28 bei Pollychen ein neues Schöpfwerk mit Auslaßsiel erbaut, das im folgenden kurz beschrieben werden soll.

Als Ergänzungsanlage hierzu plant der Deichverband später bei Wallhof noch ein zweites Schöpfwerk und außerdem eine durchgreifende Verbesserung des bestehenden Grabensystems.

Das neue Schöpfwerk Pollychen wurde im nördlichsten Zipfel des Deichverbandes etwa 20 m südlich des alten Holzsieles erbaut (Abb. 2a). Diese Entfernung von dem alten Bauwerk war ratsam, um eine gegenseitige Beeinträchtigung beider Bauwerke während der Bauzeit zu vermeiden. Abgesehen davon, daß das alte Siel während des Schöpfwerkbaues zur Aufrechterhaltung der Vorflut dienen mußte, war es auch deshalb nicht zu empfehlen, das neue Schöpfwerk unmittelbar an die Stelle des alten Sieles zu setzen, weil über die Gründung des letzteren keine genauen Konstruktionszeichnungen bekannt waren. Da nach den Akten des Deichverbandes bereits eine mehrfache Ausbesserung und Erneuerung des Sieles stattgefunden haben mußte, wären unvorhergesehene Gründungsschwierigkeiten zu erwarten gewesen. Tatsächlich hat man auch später, als man nach Fertigstellung des Schöpfwerkes das alte Holzsiel entfernte, eine Unmenge von altem Holz- und Pfahlwerk usw. vorgefunden, wodurch eine einwandfreie Spundwandrammung zumindest erheblich gestört worden wäre.

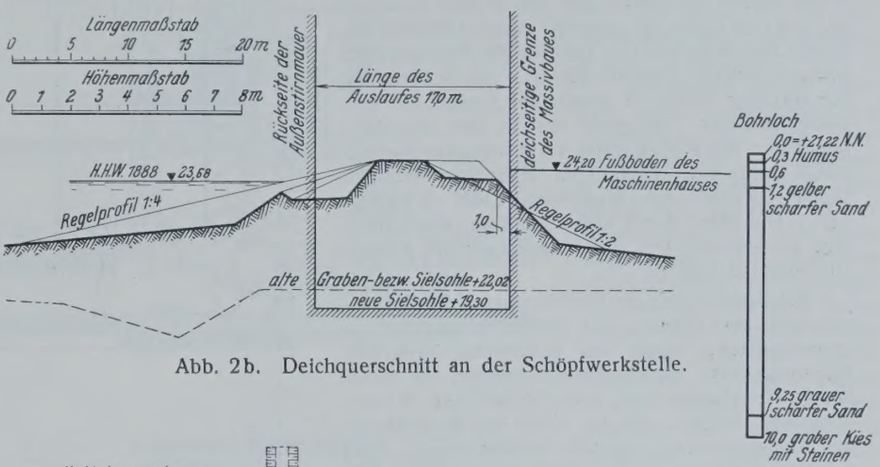


Abb. 2b. Deichquerschnitt an der Schöpfwerkstelle.

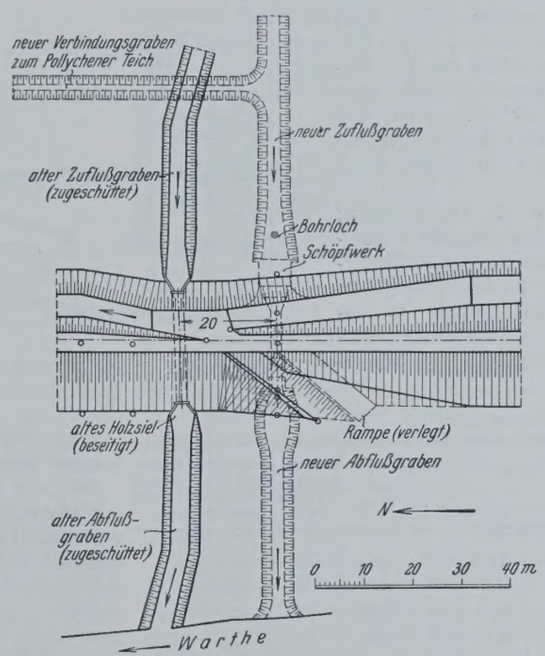


Abb. 2a. Lageplan des Schöpfwerkes.

Um den Verkehr auf den binnenseitigen Rampen nicht zu stören, wurde die deichseitige Flucht des Massivbaues rd. 1 m von der Rampenaußenkante entfernt angelegt (Abb. 2b). Die außenseitige Rampe verlegte man zur Vermeidung unnötiger Länge des Siels etwas nach Süden.

Wegen der unvermeidlichen Schwächung des Deichkörpers durch den Sielkanal erschien die Lage in dem durch die Rampen an sich verstärkten Deichquerschnitt besonders zweckmäßig. Der Baugrund bestand hier in Gründungsohle aus grauem, scharfem Sand, der in größerer Tiefe (etwa 10 m unter Gelände) in groben Kies mit Steinen überging (s. Bohrloch, Abb. 2b).

Zur Ermittlung der Hubhöhen und der Schöpfdauer des neuen Schöpfwerks wurden die monatlichen Häufigkeiten der Warthewasserstände für eine Reihe von Jahren aus den Pegelablesungen in Intervallen von 25 zu 25 cm zusammengestellt, auf ein Durchschnittsjahr reduziert und graphisch

aufgetragen (Abb. 3). Von dieser Reduktion auf ein Normaljahr wurden die höchsten Wasserstände eines Monats ausgeschlossen und mit ihrem bisherigen Einzelwert beibehalten.

Nachdem darauf der zu haltende Binnenwasserspiegel am Schöpfwerk unter Berücksichtigung des künftigen Grabenspiegelgefälles, der Kulturart und eines etwaigen Sackmaßes auf + 20,80 NN festgelegt worden war, wurden die Häufigkeiten der Wasserstände des Normaljahres ihrer Höhe nach (als Jahresdauerlinie) aufgetragen, und man erhielt daraus die Gesamtzahl der Schöpftage und die möglichen Hubhöhen (Abb. 4). Bei Festlegung der größten Hubhöhen wurde die aus dem HHW 1888 sich ergebende Höhe von 2,88 m auf 2,50 m verringert, da einmal dieser abnorm hohe Wasserstand sehr selten auftritt und dann nur von kurzer Zeitdauer ist, und weil ferner bei derartig hohem Außenwasserstande zur Sicherheit des Deiches die Binnengräben sowieso bordvoll gehalten werden. Zur Bestimmung der mittleren Hubhöhe wurde die Summe der Produkte aus der Häufigkeit der in den einzelnen Intervallen des Normaljahres vorkommenden Wasserstände und den zugehörigen Hubhöhen gebildet. Durch Division der ermittelten Zahl (Σ Häufigkeit $\times$ Hubhöhe) durch die Gesamtzahl der Schöpftage des Normaljahres erhielt man dann die mittlere Hubhöhe (zu 0,89 m).

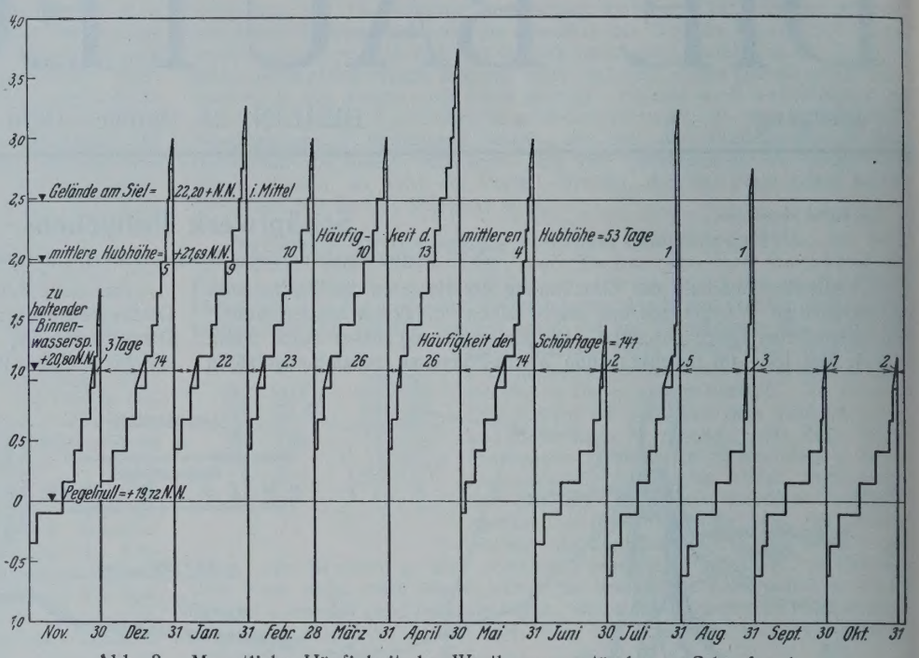


Abb. 3. Monatliche Häufigkeit der Warthewasserstände am Schöpfwerk.

Bei Bestimmung der Fördermengen, die sich bekanntlich aus Dränge- und Niederschlagwasser zusammensetzen, mußte auf anderweitig ermittelte Erfahrungswerte zurückgegriffen werden, da zuverlässige Ergebnisse aus einer Reihe von Wassermengenmessungen, die vor allem zur Bestimmung des Drängewassers angestellt worden waren, nicht gefolgert werden konnten. Der vorherrschende Einfluß von Drängewasser war jedenfalls bei den vorgenommenen Grundwasserstandsbeobachtungen festgestellt worden, so daß damit zu rechnen ist, daß das Schöpfwerk Pollychen außer bei örtlich begrenzten starken Niederschlägen in erster Linie Qualmwasser zu pumpen hat.

Als größte Zuflußmenge wurde angenommen: 120 sl/km² (Sekundenliter f. 1 km²) für das eigentliche, dem Schöpfwerk Pollychen zugeteilte Poldergebiet und 45 bezw. 8 sl/km² für das Randgebiet bis zur Wasserscheide. Letzteres wurde in unmittelbar in die Niederung entwässerndes Gelände (45 sl/km²) und in Waldgebiet mit abflußlosen Mulden (8 sl/km²) unterteilt. Die zu bewältigende Höchstmenge ergab sich auf diese Weise zu 2800 sl. Nimmt man beispielsweise an, daß, wie es den hier vorliegenden Verhältnissen annähernd entsprechen wird, rd. $^1/_3$ der auf das eigentliche Poldergebiet entfallenden Wassermenge (120 sl/km²) Niederschlagwasser ist, so beläuft sich der restliche Anteil des Drängewassers auf $^2/_3 \cdot 120$ sl/km² = 80 sl/km² und für das Gesamtpoldergebiet auf 80 · 15,5 km² = 1240 sl, d. i. bei 7 km Deichlänge $\frac{1240}{7} = 177$ sl/km Deich.

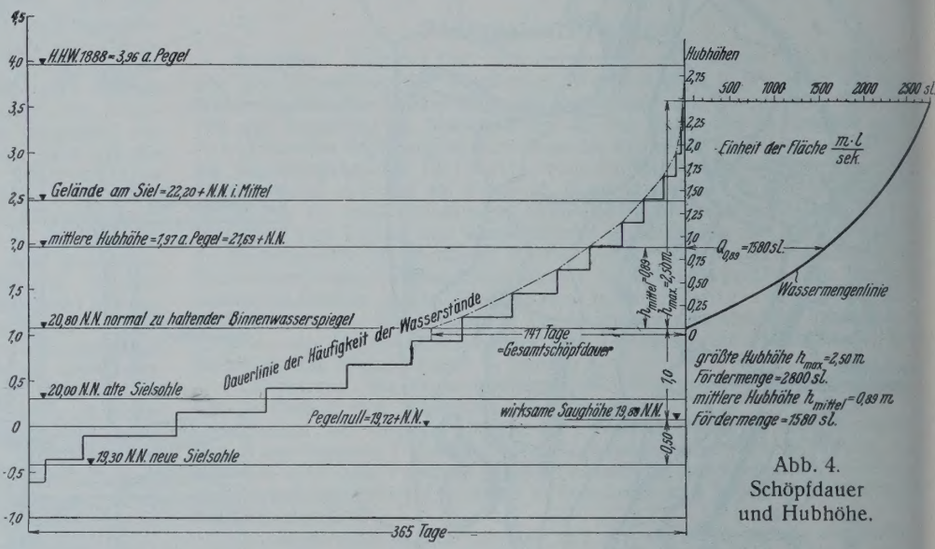


Abb. 4. Schöpfdauer und Hubhöhe.

Leistungstabelle.

Förderhöhe in m		Fördermenge in sl		Pumptage		Pumpe im Betrieb	Drehzahl d. Pumpe	Wirkungsgr. d. Pumpe in %	Leistungsbed. a. d. Pumpenwelle PS	Stromaufn. d. Motors kW
geod.	man.	errechn.	erreicht	errechn.	erreicht					
2,5	2,85	2800	1580	1	1,77	I	165	78	77	63
	2,75		1000		2,8	II	146	70	52,5	43,2
	2,65	2650	1700	2	3,1	I	165	78	77	63
2,35	2,6		1100		4,8	II	146	73	52,2	43,2
	2,5	2530	1800	3	4,2	I	165	76	79	64,5
2,07	2,3		1320		5,75	II	146	78	52	43
	2,25	2350	1950	7	8,4	I	165	72	81	67
1,81	2,16		1430		11,5	II	146	78	53	43,5
	1,7	2150	600	11	39,4	I	110	60	19,5	16,8
1,55	1,9		1600		14,7	II	146	76	53,5	44
	1,45	1950	850	12	21,6	I	110	75	22,0	18,95
1,29	1,74		1700		13,7	II	146	73	54,0	44,4
1,03	1,25	1700	1100	18	27,8	I	110	78	23,5	20,4
0,77	1,05	1375	1220	18	20,2	I	110	74	23,4	20,3
	0,62		600	25	41,0	II	73	75	6,6	5,9
0,51	0,85	1000	1400		18,0	I	110	67	23,6	20,4
0,25	0,38	575	870	28	18,5	II	73	68	6,45	5,7
unter 0,25			800—1000	16		II	73	≈ 62		

Bemerkung: Die Pumpen können, falls die Einzelleistungen nicht genügen, ebenfalls zusammen arbeiten.

Unter der sehr ungünstigen Voraussetzung, daß der in Ansatz gebrachte größte Abfluß vom gesamten Einzugsgebiet (2800 sl) mit der größten Hubhöhe (2,50 m) zusammenfällt, wurde der gesetzmäßige Verlauf der Wassermengen vom Größtwert auf Null (Wassermengenlinie) in der in Abb. 4 dargestellten Kurvenform angenommen. Um die in der Unbestimmtheit dieser theoretischen Kurvenform liegende Unsicherheit auszugleichen, nahm man eine weitgehende Staffelung der Pumpenleistungen vor, damit dem praktischen Leistungsbedarf im allgemeinen zweckmäßig entsprochen werden kann, zumal zur Ausnutzung des billigen Nachttarifes nicht dauernd, sondern nur nachts gepumpt werden soll. In der nebenstehenden Leistungstabelle bzw. in Abb. 5 ist die Aufteilung des Leistungsbedarfs sowie die Zuweisung der verschiedenen Pumpenleistungen entsprechend den wechselnden Hubhöhen tabellarisch und graphisch dargestellt. Es sind danach zwei Pumpenaggregate eingebaut, die durch Änderung der Drehzahl wieder in ihrer Schöpfleistung je einmal unterteilt worden sind, so daß grundsätzlich vier verschiedene Leistungstufen zur Verfügung stehen, die einzeln oder durch Kombination miteinander die verschiedensten Schöpfleistungen zu jeweils günstigstem Wirkungsgrade abgeben können, und die den Bereich der theoretischen Wassermengenlinie der Abb. 4 fast vollständig bestreichen.

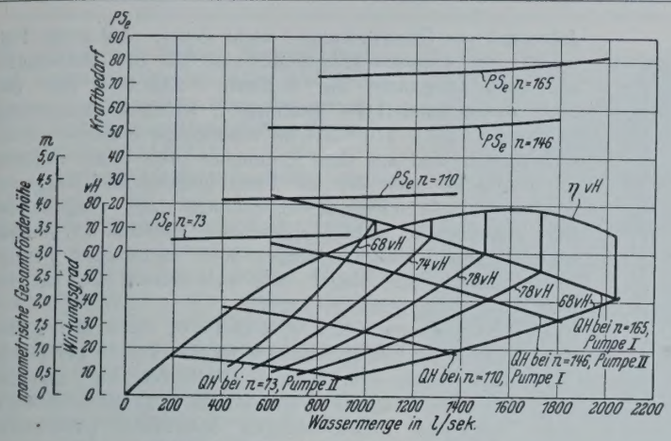


Abb. 5. Charakteristik der Pumpen.

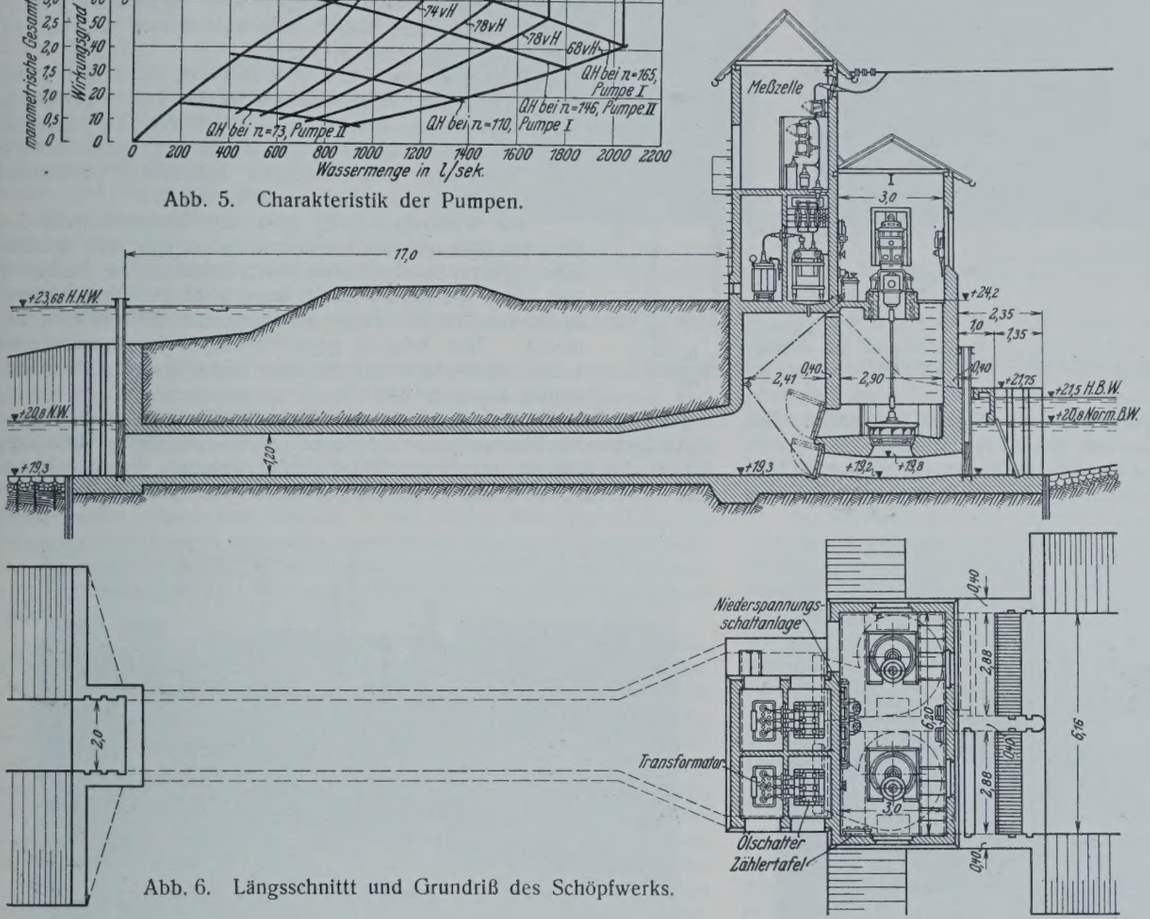


Abb. 6. Längsschnittt und Grundriß des Schöpfwerks.

Als weiterer wesentlicher Vorteil dieser Unterteilung ist noch zu erwähnen, daß bei Ausfall einer Anlage stets eine ausreichende Reserve vorhanden ist. Im Hinblick auf die Betriebskosten ist auch die Herabminderung der Schöpfleistung bis auf 10 PS herab günstig, da gerade die niedrigen Leistungen unter Umständen sehr oft erforderlich werden können.

Als Schöpfwerkpumpen wurden Unterwasserkreisel mit stehender Welle gewählt, einerseits wegen ihrer steten Betriebsbereitschaft und der einfachen Wasserführung und anderseits wegen ihrer guten Kombinationsmöglichkeit mit einem Sielkanal. Wie bereits erwähnt, war das bestehende, baufällige Holzsiel durch eine Neukonstruktion zu ersetzen, und es wurde daher für zweckmäßig gehalten, das neue Siel gleichzeitig mit dem Schöpfwerk in einem Bauwerk zu vereinen. In Abb. 6 ist die zur Ausführung gewählte Konstruktion dargestellt. Bei vorhandener freier Vorflut strömt das Binnenwasser durch die beiden unter den Pumpen befindlichen rechteckigen Kanäle, öffnet die an ihren Enden befindlichen, unteren Holzklappen, um durch den eigentlichen Sielschlauch von 1,20 × 2,00 m Querschnitt unter dem Deich ins Außenwasser zu gelangen. Zur Vermeidung von Vorflutbehinderungen bei geringem Binnenzufluß kann eine der erwähnten Klappen durch einen Seilzug vom Maschinenhausflur aus hochgezogen werden.

Treten die Pumpen bei hohem Außenwasser in Tätigkeit, so saugen sie das Wasser unter der Zwischendecke, die ihren Leitapparaten als Auflager dient, an, werfen es in die die Pumpen oberhalb dieser Decke umgebenden Betonspiralen und drücken es durch die die Pumpenschächte nach dem Siel zu abschließenden oberen beiden Klappen in den Sielkanal. Die unteren Klappen werden hierbei durch den äußeren Wasserdruck selbsttätig geschlossen gehalten.

Der Saugmund der Pumpen ist so tief gelegt, daß die Möglichkeit besteht, das Binnenwasser gegebenenfalls zu Grabenräumungzwecken rd. 1 m tiefer abzusenken, als es die normale Entwässerung des Geländes erfordert.

Als doppelter Verschluß gegen hohen Außenwasserstand und als Reserve bei etwaiger Undichtigkeit der Klappen ist am Sielauslauf eine Schütztafel mit Zahnstangenantrieb sowie davor ein doppelter Dammbalkenschlitz eingebaut.

Binnenseits ist zwecks etwaigen Anstaues des Binnenwassers in trockenen Zeiten ebenfalls je ein Verschluß vor den beiden Einlaufkanälen angebracht, und zwar einmal eine Schütztafel mit Zahnstangenantrieb und das andere Mal zur Ersparung von Kosten eine Klappe, die durch Seil- und Flaschenzug gegebenenfalls auch gegen einen bestimmten Wasserüberdruck geöffnet werden kann. Vor diesen beiden Verschlüssen befinden sich Schmutzrechen, die von einem über höchstem Binnenwasserstande befindlichen Steg aus bedient werden können. Ferner sind auch hier zu Reparaturzwecken Dammbalkenschlitze vorgesehen.

Als Antrieb für die Pumpen wurden Elektromotoren vorgesehen, weil eine nahe vorbeiführende Hochspannungsleitung günstigen Anschluß mit geringen Nebenkosten ergab, und weil durch Ausnutzung der Speicherfähigkeit eines naheliegenden Teiches, der mit dem Zuleitungsgraben verbunden wurde, der vom liefernden Elektrizitätswerk zu einem besonderen billigen Tarif abgegebene Nachtstrom bestens ausgenutzt werden kann. Dieser billige Nachtstrom sowie anderweitige Erleichterungen, wie insbesondere kostenloser Anschluß an das Ortsnetz und teilweise kostenlose Stellung von Transformatoren, wurden allerdings von dem betreffenden Elektrizitätswerk erst dann zugestanden, als die Wettbewerbfähigkeit des Dieselmotorantriebes in drohende Erscheinung zu treten begann.

Die Elektromotoren sind polumschaltbar eingerichtet zur Erlangung der für jede Pumpe vorgesehenen zweifachen Drehzahlen. Die Anker sind nach Genehmigung durch das zuständige Elektrizitätswerk als Kurzschlußanker ausgebildet und haben dadurch gegenüber Schleifringankern den Vorzug größerer Einfachheit und Betriebsicherheit (Fortfall der Schleifringe und der Notwendigkeit zur Auswechslung der Kohlenbürsten). Die Leistung der Motoren beträgt 95 bezw. 30 PS für den größeren Motor und 65 bezw. 10 PS für den kleineren.

Zwischen Motor und Pumpenwelle ist in Maschinenflurhöhe je ein Stirnradgetriebe eingebaut, das gleichzeitig das Tragkugellager für die senkrechten Pumpenwellen mit den Laufrädern aufnimmt. Da Pumpen- und Getriebewellen durch leicht lösliche Kupplungen verbunden sind, ist der Ausbau der Pumpenlaufräder jederzeit möglich.

Der Maschinenflur ist hochwasserfrei auf Ordinate + 24,20 angeordnet. Außer den Motoren und Getrieben enthält er noch die Aufzugwinde für den Aufzug der einen „Freiflutklappe" und im übrigen die notwendigen Schalt- und Meßapparate. Zur Vornahme der Montage und etwaigen Ausbesserungen wurde senkrecht über den beiden Pumpenachsen ein I-Träger zur Aufnahme einer Laufkatze eingebaut.

Unmittelbar neben dem Maschinenhaus erhebt sich das Transformatorenhaus. Es ist auf den für die Pumpen- und „Freiflutklappen" sowieso erforderlichen Schachtaufbau gesetzt und enthält auf Maschinenflurhöhe zwei Transformatoren mit je 100 kW Leistung mit den beiden zugehörigen Ölschaltern und ferner in Stockwerkhöhe die Meßzelle mit dem Freileitungs-Einführungsfenster. Durch Bemessung beider Transformatoren auf je 100 kW ist der Forderung weitgehender Betriebsicherheit bei Ausfall eines Aggregates Rechnung getragen.

Die gesamte Konstruktion des Schöpfwerkunterbaues bis Maschinenflurhöhe einschließlich Einlauf, Sielkanal und Auslauf wurde in Eisenbeton im Mischungsverhältnis 1 : 5 durchgeführt. Geeigneter Kiessand fand sich in einer benachbarten Grube. Die aufgehenden Wände des Maschinen- und Transformatorenhauses wurden unverputzt in Klinker-

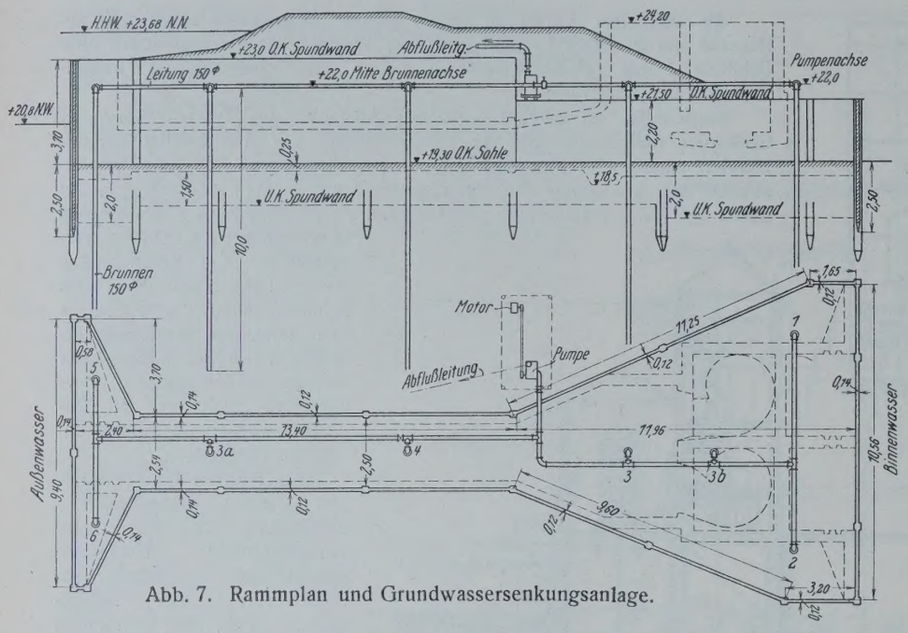


Abb. 7. Rammplan und Grundwassersenkungsanlage.

mauerwerk aus der nahe gelegenen Morrner Ziegelei hergestellt. Das Dach besteht aus Holzkonstruktion mit Ruberoidabdeckung.

Die Bauzeit fiel, wie anfangs bereits erwähnt, in den Winter 1927/28. Durch Verzögerung in der Bereitstellung der Baumittel und auch aus anderen Gründen konnte die Ausschreibung erst im Spätherbst 1927 stattfinden, der Bau wurde begonnen in der zweiten Hälfte des Oktobers. Wenn auch die höheren Wasserstände der Warthe in der Regel erst im März zu erwarten waren, so war man doch bei der vorgeschrittenen Jahreszeit vor Überraschungen nicht sicher. Auf jeden Fall wurde die Umschließungspundwand an der Außenseite mit ihrer Oberkante auf Ordinate + 23,0 NN, also nur etwa 70 cm unter HHW geschlagen, während binnenseitig eine Höhe von + 21,50 NN für hinreichend erachtet wurde. Einzelheiten sind aus dem Rammplan (Abb. 7) zu ersehen.

Hierin ist auch die zur Trockenlegung der Baugrube vorgesehene Grundwasser-Absenkungsanlage eingetragen. Der ursprünglich nicht vorgesehene Brunnen 3b mußte wegen starken Wasserandranges noch nachträglich gesetzt werden und erhielt dabei, wie sich später noch zeigen wird, eine wenig günstige Lage.

Mit den Brunnen 1, 2, 3, 4 und 3b, zu denen später noch Brunnen 3a hinzugenommen wurde, konnte bei einem Außenwasserstande von etwa + 20,80 NN die zunächst ausgeschachtete Baugrubensohle für das eigentliche Schöpfwerk und den trichterförmigen Sieleinlauf einwandfrei trockengelegt und betoniert werden (Abb. 8).

Nach inzwischen fertig gewordener Ausschachtung des Sielschlauches und des Auslaufbauwerkes und nach Trockenlegung dieses Bauabschnittes durch Versetzen der Brunnen 3 und 3b in die Lage 5 und 6 wurden die Siel- und Auslaufbauwerksohlen bei wenig angestiegenem Außenwasser betoniert. Zum Schutze gegen etwaigen Frost wurde die fertige Sieldecke sofort mit einer 10 bis 20 cm starken Erdschicht überdeckt (Abb. 9).

Unter Beibehaltung der bisherigen Lage der Brunnen wurden dann die aufgehenden Wände einschl. Sieldecke und Pumpenhausflur betoniert, worauf die Wasserhaltung abgeschaltet werden konnte. Während bisher eine Arbeitsunterbrechung wegen Frostes nur für wenige Tage eingetreten war, sank nunmehr die Temperatur (Anfang Dezember) während fünf Wochen erheblich unter den Nullpunkt, so daß eine Fortsetzung der Bauarbeiten unmöglich war. Das Außenwasser war mittlererweise auf 21,85 angestiegen (Abb. 10), das Binnenwasser folgte mit Eintreten von

Abb. 8. Maschinenhausbaugrube mit Grundwassersenkungsanlage.

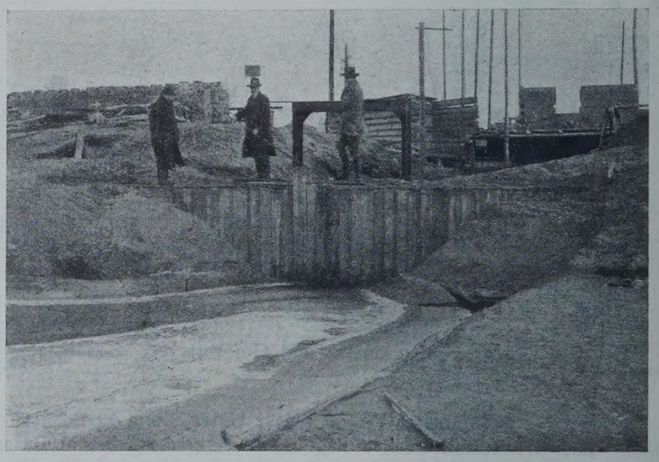


Abb. 10. Blick auf die Querspundwand am Auslaufbauwerk bei steigendem Außenwasser.

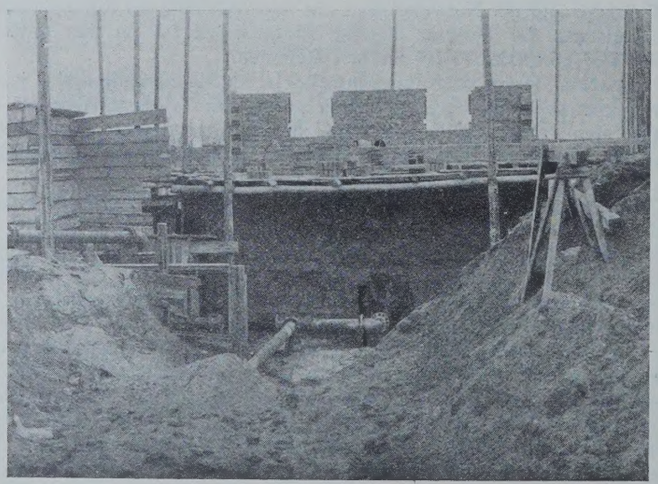


Abb. 9. Blick durch die Sielbaugrube auf das Maschinenhaus.
(Die Sieldecke ist bereits fertig und zum Schutze gegen Frost mit Erde beschüttet.)

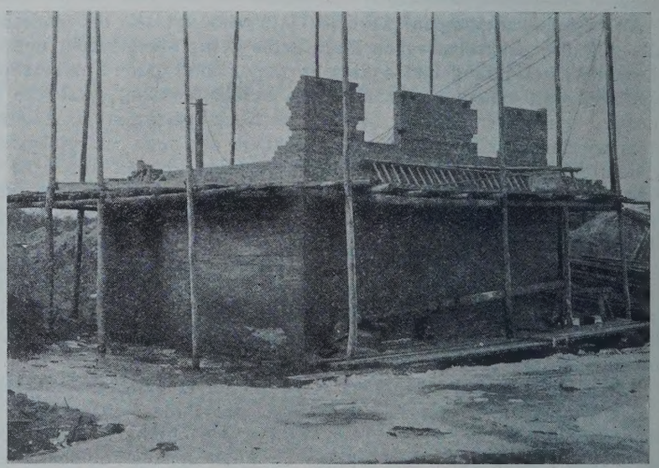


Abb. 11.
Überflutung der Baugrube von binnen.

Tauwetter und starken Niederschlägen auf annähernd gleiche Höhe und überflutete die Baugrube über die nur auf + 21,50 NN geschlagene Binnenspundwand hinweg (Abb. 11).

Zu- und Ablaufgraben waren schon bei Beginn des Baues während der günstigen Wasserstandperiode ausgehoben worden, allerdings noch nicht bis zur planmäßigen Tiefe. An der Innenspundwand hatte man vorsorglicherweise noch einen Erdblock stehengelassen, auf dem nunmehr mit fettem Boden, Sandsäcken und Schalbrettern ein Hochwasserschutzwall zum Schutze gegen das noch immer steigende Binnenwasser errichtet wurde (Abb. 12).

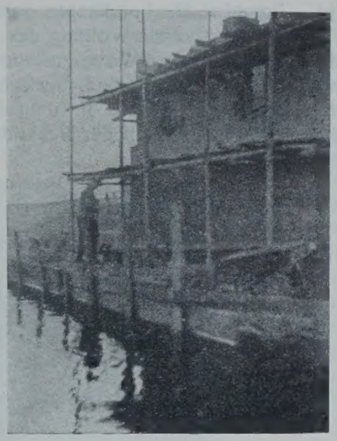


Abb. 12. Anlage des Schutzwalles auf der Binnenseite.

Abb. 13.
Beginn mit dem Abpumpen des Binnenwassers.

Die Maurerarbeiten zur Fertigstellung des hochbaulichen Teiles des Pumpen- und Transformatorenhauses einschl. Dachabdeckung und Installierung der elektrischen Leitungen wurden inzwischen mit geringen Frostunterbrechungen durchgeführt.

Am 19. Januar konnte endlich unter dem Schutze des binnenseitigen Walles die Wiederabsenkung des im Bauwerk stehenden Wassers versucht werden. Dabei stellte sich heraus, daß wegen des hohen Außenwasserstandes mit den sechs Brunnen der Grundwasser-Senkungsanlage eine Absenkung nur bis 1,30 m über Bauwerksohle möglich war. Unter Zuhilfenahme einer offenen Haltung gelang es zwar, das Wasser bis auf Bauwerksohle herunterzubekommen, jedoch zeigten sich dann infolge des von unten auf die Sohle wirkenden Auftriebes an den für die Durchführung der Brunnenrohre in der Sohle freigelassenen quadratischen Öffnungen, den sogenannten Brunnenfenstern, starke Wasserquellungen mit Sandförderung.

Wegen der hiermit verbundenen Unterspülungsgefahr der Schöpfwerksohle konnte naturgemäß die offene Haltung nur zeitweise in Betrieb genommen werden, doch stellte sich bald heraus, daß die einwandfreie Dichtung der Brunnenfenster gegen das unter Druck aufquellende Wasser nicht möglich war. Selbst unter Anwendung eines Schnellbindemittels (Tricosal) konnte ein zuverlässiger Verschluß nicht erreicht werden, zumal an das Fenster 3 b (vergl. Abb. 7), wie sich jetzt herausstellte, wegen seiner außerordentlich schlecht zugänglichen Lage unter der Pumpenspirale bei dem Andrang des eiskalten Grundwassers schwer heranzukommen war. Während die leicht zugänglichen Fenster der Brunnen 3 und 4 gut geschlossen werden konnten, entschloß man sich nach eingehender Prüfung aller Möglichkeiten im Hinblick darauf, daß einerseits auf ein Abfallen des Außenwassers nicht gerechnet werden konnte, anderseits aber von der rechtzeitigen Inbetriebnahme des Schöpfwerks erhebliche landwirtschaftliche Vorteile zu erwarten waren, trotz der entstehenden Mehrkosten zwecks Abdichtung der übrigen Brunnenfenster zum Einbau einer verstärkten Grundwasser-Senkungsanlage. Es wurden daher weitere acht Zusatzbrunnen außerhalb der Spundwände um das Bauwerk herum gesetzt und mit ihnen die Absenkung bis 20 cm unter Bauwerksohle erreicht, so daß nunmehr ein sicherer Verschluß der restlichen Fenster möglich war. Gleichzeitig konnten im Schutze dieser verstärkten Anlage die Pumpen, Klappen, Rechen und Schütztafeln montiert und der Glattputz der Pumpenspiralen und des Einlauftrichters hergestellt werden.

Wenn auch einerseits das anhaltende warme Wetter den rüstigen Fortschritt der Bauarbeiten begünstigte, so brachte es anderseits wegen des plötzlichen Auftauens der Eis- und Schneemassen nach der harten Frostperiode ein schnelles und starkes Ansteigen der Warthe mit sich, das für die Baustelle um so gefährlicher zu werden drohte, als durch den Einbau der acht Zusatzbrunnen ein gewisser Zeitverlust unvermeidlich geworden war. Zum Unglück verzögerte sich auch noch die Anlieferung eines wichtigen Pumpenteils, so daß bereits Maßnahmen zum behelfsmäßigen Zuschütten des Deiches über dem Siel unter Verzicht auf die Herausnahme der Leitungen der Grundwasser-Senkungsanlage in Erwägung gezogen werden mußten.

Am 21. Februar endlich, gerade als der Warthewasserstand der Außenspundwandoberkante bedrohlich nahe rückte (es fehlten nur noch 30 bis 40 cm), war der Bau so weit vorgeschritten, daß die Wasserhaltung entbehrlich wurde, die Brunnen am Auslauf und am Sielschlauch gezogen und die Leitungsrohre beseitigt werden konnten, so daß die sofortige Wiederherstellung des Deiches über dem Siel möglich wurde. Damit war die Gefahr des Übertritts von Wasser über die Baugrube hinweg in die Niederung beseitigt.

Es folgte nunmehr noch die Beseitigung des Schutzwalles an der Binnenseite und des an der Außen- und Innenspundwand stehengebliebenen Erdkernes mittels senkrechten Handbaggers sowie das Abschneiden der Spundwände zunächst behelfsmäßig bis zu der vorläufig vorhandenen Tiefe des Zu- und Ablaufgrabens.

Am 1. März wurden mit den Pumpen die ersten Probeversuche angestellt (Abb. 13), und es wurde anschließend gleich mit dem Abpumpen des Binnenwassers begonnen, wobei wegen der noch fehlenden Sohlenbefestigung des Auslaufgrabens mit größter Vorsicht vorgegangen werden mußte, um Auskolkungen am Sielauslauf zu vermeiden.

Die ordnungsmäßige Herstellung der Zu- und Ablaufgräben durch einen Eimerkettenschwimmbagger, ihre Befestigung mit Steinschüttung, teilweise auf Faschinenmatratzen, sowie der Anschluß des Schöpfwerkes an den Pollychener Sammelteich folgte nach Eintritt günstiger Wasserstände erst im Juli 1928. Gleichzeitig wurde das alte Holzsiel entfernt.

Die ursprünglich auf 81 500 R.-M. veranschlagten Baukosten erhöhten sich infolge der Schwierigkeiten, die durch das überraschend eingetretene Hochwasser bedingt wurden, auf rd. 100 000 R.-M.

Die schlüsselfertige Gesamtausführung des Schöpfwerkes war den Maffei-Schwartzkopff-Werken, Berlin, pauschal übertragen worden. Sie lieferten die Pumpen und Motoren selbst und übergaben den baulichen Teil im Einvernehmen mit der Bauleitung der Firma Dyckerhoff & Widmann, Niederlassung Berlin.

Alle Rechte vorbehalten.

Eissprengungen mit „Thermit".

Von Dipl.-Ing. **E. Frischmuth**, Berlin.

Nachdem der ungewöhnlich harte Winter 1928/29 die Frage wirksamer Eissprengungen erneut in den Vordergrund des Interesses beteiligter Kreise gebracht hat, haben amerikanische Nachrichten über dort ausgeführte Eissprengungen mit „Thermit" besondere Beachtung gefunden. „Thermit" ist bekanntlich ein Gemisch von gepulvertem Aluminium und Eisenoxyd, dessen Wirkung auf der Eigenschaft des Aluminiums beruht, sich bei hohen Temperaturen mit Sauerstoff leicht zu verbinden. Es geht dabei der Sauerstoff des Eisenoxydes zum Aluminium über, und als Reaktionserzeugnisse entstehen metallisches Eisen und Aluminiumoxyd, die beide in feuerflüssigem Zustande eine Temperatur von etwa 3000° erreichen. Auf der Erzeugung des hocherhitzten Thermiteisens beruht die Verwendung von Thermit als Schweißmittel, insbesondere zum Schweißen von Schienen. Als Sprengmittel war Thermit bisher nicht benutzt.

In amerikanischen Tageszeitungen und Fachschriften ist nun über Eissprengungen mit „Thermit" berichtet worden, die C. Barnes, Professor an der Mac-Gill-Universität in Montreal, seit mehreren Jahren mit großem Erfolg durchgeführt haben soll. So sind beispielsweise nach „The Engineering Journal", November 1926, Eisdecken von 30 bis 60 cm. Stärke wie auch Eisversetzungen bis zu 3 m Stärke, die auf dem Alleghany-Fluß in einer Länge von etwa 32 km eingetreten sind, gesprengt und dadurch die Städte Oil City und Franklin vor Überschwemmung und verschiedene Eisenbahnbrücken vor Zerstörung bewahrt worden. Besonders erwähnt sei der Erfolg an einer Eisenbahnbrücke, die durch die Eismassen bereits um 18 Zoll von ihren Auflagern angehoben war und nach der Sprengung der Eisstauung mit „Thermit" ohne Beschädigung wieder auf diese zurückgebracht wurde (Abb. 1 u. 2). Nach einem anderen Bericht von Professor

Barnes hat er auf dem St.-Lorenz-Strom mit drei Thermitbomben von je 40 kg Inhalt 250 000 t Eis in Bewegung gebracht.

Auffallend in den Berichten ist, daß gegenüber dem Gesamterfolg der Sprengung die einzelnen Sprengschüsse kaum eine Wirkung haben erkennen lassen. Dagegen erwähnt Barnes, daß die Zerklüftung des Eises teilweise erst nach 24 Stunden eintrat. Hierfür gibt er folgende Erklärung:

Abb. 1.

Abb. 2.

Selbst bei kältester Witterung vermögen Sonnenstrahlen Eis sehr schnell zu zerstören! Der Grund hierfür liege einmal in den zersetzenden Eigenschaften der ultraroten Strahlen des Sonnenlichtes und zweitens in der Tatsache, daß eine geringe Temperaturerhöhung bereits imstande sei, die Bindung zwischen den einzelnen Kristallen aufzuheben. Die Wirkung der ultraroten Strahlen wäre noch größer, wenn es möglich wäre, diese auf die Unterseite der Eisfläche, die mit dem fließenden Wasser in Berührung steht, einwirken zu lassen. Man müsse daher danach trachten, einen ultrarote Strahlen aussendenden Körper unter das Eis zu bringen. Nach Barnes haben nun die bei einer Thermitreaktion auftretenden Lichtstrahlen diese Eigenschaft, und sowohl hierauf, wie auch auf der Erwärmung des das Thermit umgebenden Wassers beruhe der Erfolg der Thermitbehandlung bei Eisversetzungen.

Im vorstehenden sind lediglich die Ausführungen von Prof. Barnes inhaltlich wiedergegeben, ohne daß dazu Stellung genommen wird. Nun treten bei der Thermitreaktion allerdings sehr starke Lichtstrahlen auf (vgl. Abb. 3 u. 4 einer Aufnahme aus Amerika und einer Sprengung auf dem Müggelsee), wie die in den hochgeschleuderten Eisstücken sich brechenden und reflektierenden Lichtstrahlen erkennen lassen, aber es fehlt jeder Anhalt dafür, daß sie die von Barnes angenommene Wirkung haben. Der Behauptung, daß durch die Wärmeentwicklung bei der Thermitreaktion eine weitgehende Schmelzwirkung eintrete, muß entgegengetreten werden. Bei Reaktion von 1 kg Thermit beträgt die freiwerdende Wärmemenge nur rd. 850 kcal, diese könnte also günstigstenfalls 10 kg Eis von 0° in Wasser von 0° verwandeln. Die Wärmeenergie des Thermits ist also viel zu gering, um irgendwelche merkbaren Schmelzwirkungen zu veranlassen, und wenn die zerstörende Wirkung des Thermits sich bewahrheiten sollte, so müßte sie auf andere Weise zustande kommen.

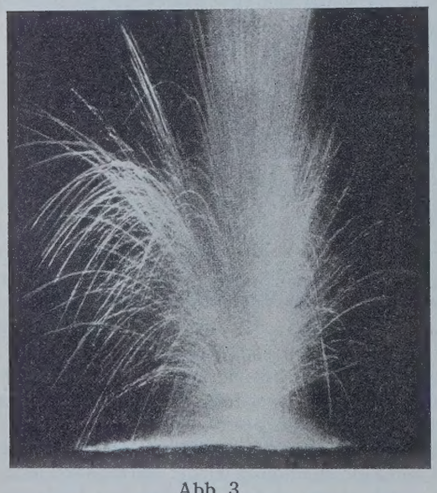


Abb. 3.

Eine eigenartige, auch bei den hiesigen Versuchen beobachtete Erscheinung besteht in dem Auftreten von starken Gasmengen, die bis 10 Minuten nach der Reaktion durch Risse im Eis austraten. Beim Entzünden platzten die Gasblasen mit leichtem Knall! Man darf wohl annehmen, daß durch die außerordentlich hohe Temperatur der Thermitreaktion die umgebende Eis- bzw. Wasserschicht in ihre Bestandteile, Wasser- und Sauerstoff, zerlegt wird, die dann als Knallgas an die Oberfläche treten.

Abb. 4.

In Deutschland wurden im Auftrage des Reichsverkehrsministeriums Versuche mit Eissprengungen durch Thermit erstmalig am Ausgange dieses Winters vorgenommen, und zwar wurden von der Elektro-Thermit G. m. b. H.[1]), Berlin-Tempelhof, Thermitbomben im Gewicht von 5 bis 50 kg von einer größeren Zahl von Wasserbauämtern bezogen. Die anfänglich benutzten Sprengbomben sind nach Abb. 5 hergestellt und entsprechen dem amerikanischen Muster. Bei den hiesigen Versuchen sind Sprengungen sowohl im Packeis wie im Oberflächeneis vorgenommen.

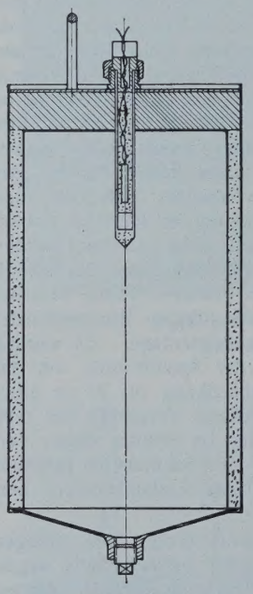


Abb. 5.

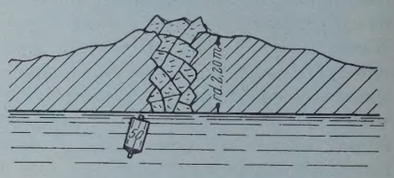


Abb. 6.

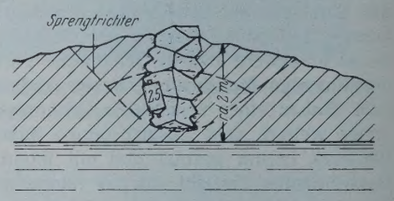


Abb. 7.

Versuche ersterer Art sind in der Donau bei Heining von der Bauleitung der Kachletstufe und in der Oder bei Breslau mit negativem Erfolge durchgeführt. Die Bomben wurden nach Herstellung von Löchern entweder unter das Packeis heruntergeschoben oder in dieses versenkt, worauf das Loch mit kleinen Eisstücken versetzt und mit größeren Eisschollen belegt wurde (Abb. 6 u. 7). Die Größe der Bomben schwankte zwischen 10 und 50 kg. Die Packeisstärke betrug bis zu 2,20 m. Bei der Entzündung der Bombe wurde regelmäßig etwa 10 bis 15 sek nach Zündung eine Art Explosion beobachtet, bei der die Eisstücke mehr oder weniger herausgeschleudert wurden, wobei sich ein Sprengtrichter von etwa $1^1/_2$ bis 2 m Durchm. bildete. Eine für praktische Zwecke ausnutzbare Wirkung ist nicht eingetreten, und man muß annehmen, daß für ähnliche Verhältnisse eine Sprengung mit Thermit nicht in Betracht kommt.

Die Sprengung von Eisdecken ist in der Oder bei Breslau, bei Stettin und Küstrin und auf dem Müggelsee bei Berlin vorgenommen worden mit Bomben von 5 bis 50 kg. In allen Fällen wurden entsprechend Abb. 8 die Bomben durch Löcher im Oberflächeneis entweder

[1]) Tochtergesellschaft der Th. Goldschmidt AG., Essen, der Erfinderin der Thermitschweißung.

unmittelbar in das Wasser versenkt oder etwas seitwärts durch Stangen unter das Eis geschoben. Das Loch wurde mit Eisstücken zugefüllt und mit Eisschollen abgedeckt. Fast immer fand ein ziemlich starkes Auswerfen von Wasser, Eisstücken und Thermitresten statt; eine Veränderung an der Eisdecke war entweder gar nicht oder nur in kleinem Umfange zu bemerken. Bei Sprengungen in Stettin hatte unter vier Bomben von 10 bis 50 kg eine 10-kg-Bombe die stärkste Wirkung. Diese war durch einen Hohlraum in der Bombe selbstschwimmend gemacht, so daß sie unmittelbar unter die Eisdecke etwa 1 m weit seitwärts von dem Loch zu liegen kam. Sie explodierte mit ziemlich starkem Knall und großer Feuer- und Wassersäule. Strahlenförmig von dem Loch verliefen bis zu 2 cm starke Risse im Eis. Auf der Dampferrückfahrt von der Versuchs-

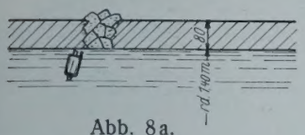


Abb. 8a.

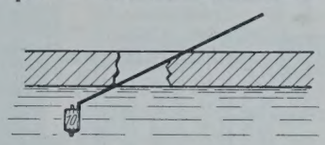


Abb. 8b.

stelle wurde eine vorbeitreibende Eisscholle von etwa 80 m Länge und 40 m Breite beobachtet, deren ungewöhnliche und sonst nie vorkommende Abmessungen bei den Strombaubeamten Befremden erregten, so daß die allgemeine Ansicht bestand, die Scholle müsse eine Wirkung der Thermitbomben sein.

Bei Sprengungen auf dem Müggelsee wurde von vier Bomben zwischen 5 und 25 kg eine solche von 10 kg mit einer Stange möglichst weit unter die 45 cm starke Eisdecke geschoben. Bei der Explosion hob sich im Umkreise von rd. 25 m mit merkbarem Krachen die Eisdecke, und rund um das Loch wurden Sprünge im Eis bemerkt.

Bei Sprengungen in Küstrin wurden drei gleichartige Versuche vorgenommen, deren Wirkung bemerkenswert war. Es wurde eine Öffnung im Eis hergestellt, die nicht größer war als der Durchmesser der Thermitbombe, und diese dann mit einer Stange seitwärts möglichst weit unter das 60 bis 70 cm starke Eis geschoben. Der Erfolg aller drei Bomben war annähernd der gleiche, indem sich das Eis in einem Umkreise von 80 m mit lautem Krachen merklich hob. Sprünge im Eis konnten wegen der hohen Schneedecke nicht wahrgenommen werden, müssen aber nach Maßgabe des wahrgenommenen Geräusches eingetreten sein.

Die mitgeteilten Erfahrungen lassen unzweifelhaft erkennen, daß die großen Hoffnungen, die man nach den Veröffentlichungen von Prof. Barnes an die Wirkung von Thermitbomben vielleicht knüpfen konnte, sich nicht erfüllt haben. Die geringen Erfolge, die einzelne Versuche im Oberflächeneis gehabt haben, lassen es möglich erscheinen, daß ein eingehendes Studium der Angelegenheit die Bedingungen aufklären wird, wann und unter welchen Verhältnissen „Thermit“ eine Sprengwirkung ausüben kann.

Wenn man von den hypothetischen Erklärungen von Prof. Barnes absieht, erscheint es auf Grund der bekannten Eigenschaften des Thermits nicht unmöglich, daß eine gewisse Sprengwirkung vom „Thermit“ ausgehen kann, wenn die Vorbedingungen dazu gegeben sind. Und zwar ist es die hohe Reaktionstemperatur und die dadurch herbeigeführte außerordentlich schnelle Verdampfung des Wassers, die hier in Betracht kommen kann. Man vergegenwärtige sich, daß 1 kg „Thermit“ mit dem im Eis frei werdenden 850 cal etwa 1,3 kg Eis in Dampf verwandeln kann und daß dieser einen Raum von etwa 1,6 m³ bei 1 at Druck einnimmt. Es kann also eine 10-kg-Bombe eine Gasmenge von etwa 16 m³ erzeugen, und es erscheint sehr wohl möglich, daß unter einer dichten Eisdecke eine derartige Gasmenge das Eis anhebt und auf einen größeren Umkreis zum Bersten bringt. Voraussetzung für eine solche Wirkung ist aber, daß die Gasentwicklung nicht so schnell stattfindet, um ein Durchbrechen des Eises an der Explosionsstelle herbeizuführen, wodurch eine Wirkung auf größere Entfernung verhindert werden würde. Bei der Thermitreaktion tritt die Explosion erst ein, wenn die flüssige aluminothermische Schmelze den Mantel der Bombe durchbrochen hat und in das umgebende Wasser abfließt. Dieser Vorgang nimmt immerhin einige Sekunden in Anspruch, und verglichen mit der außerordentlich kurzen Reaktionszeit der üblichen Sprengmittel, wie Dynamit, Pulver usw., wird die Gasentwicklung bei der Thermitbombe eine verhältnismäßig langsame sein. Man wird also Thermit in Wasser oder Eis als ein Sprengmittel außerordentlich geringer Brisanz ansehen müssen, bei dem ein möglichst dichter Verschluß des Sprengraumes vorgenommen werden muß, so daß das Gas nicht entweichen kann, ohne eine Sprengwirkung auszuüben. Das letztere dürfte bei Thermitbomben im Wasser der Fall sein, wenn die Sprengbombe in der Nähe der im Eis geschlagenen Löcher ist. Es würde sich daraus erklären, daß, wo dieses der Fall war, die Wirkung der Bomben gering blieb oder ganz versagte. Deshalb auch trat in dem losen und von Hohlräumen durchsetzten Packeis eine Sprengwirkung überhaupt nicht ein. Auch erscheint es hiernach erklärlich, daß unter dem Oberflächeneis die Sprengwirkung dort am merkbarsten war, wo das Loch möglichst klein gehalten wurde, die Bombe ein wenig von dem Loch entfernt war und sich dicht unter der Eisfläche befand, so daß die aufsteigenden Dampfblasen nicht Gelegenheit hatten, in dem kalten Wasser zu kondensieren. Auch daß große Sprengbomben keinen wesentlich besseren Erfolg erzielten als kleinere, ist verständlich, weil die Geschwindigkeit der Gasausbreitung unter der Eisdecke immer nur eine beschränkte Reichweite der Sprengwirkung zulassen kann.

Nach dem vorher Gesagten erscheint es möglich, bessere Sprengwirkungen mit Thermit zu erzielen, wenn man das in dem Eis gemachte Loch in geeigneter Weise möglichst dicht schließt oder die Bombe weit unter das Eis schiebt bzw. treiben läßt. Ebenfalls empfiehlt es sich, eine größere Zahl kleinerer und nicht eine geringe Zahl größerer Sprengbomben anzuordnen.

Es wäre daher zu begrüßen, wenn die Wasserbaubehörden die Sprengversuche mit Thermit bei nächster Gelegenheit fortsetzen wollten.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Umbau der Havelbrücke in Potsdam.

Von Reg.-Baumeister a. D. **Werner Koch**, Berlin-Steglitz.

(Schluß aus Heft 44.)

Die im Havelwasser nachgewiesene, freie, angreifende Kohlensäure bedingte die Verwendung von Erzzement als Bindemittel des Betons unter Wasser; die Mischungsverhältnisse des verarbeiteten Betons unterschieden sich bei beiden Bauabschnitten hinsichtlich der Auswahl der Zuschlagstoffe und waren folgender Art (Angabe in Raumteilen):

Bauabschnitt I (Gleis Magdeburg—Berlin):

Beton unter Wasser	1 Erzz. : 0,25 T. : 3,75 Ks.,
Beton über Wasser	1 Pz. : 6 Ks.,
Beton für Abdeckplatten und Auflagersteine	1 hw. Z. : 3 Ks.

Bauabschnitt II (Gleis Berlin—Magdeburg):

Beton unter Wasser	1 Erzz. : 0,25 T. : 2,5 Spl. : 2,5 Ks.
Beton über Wasser	1 Pz. : 3 Spl. : 3 Ks.,
Beton für Abdeckplatten und Auflagersteine	1 hw. Z. : 1,5 Spl. : 1,5 Ks.

Hierin bedeutet:

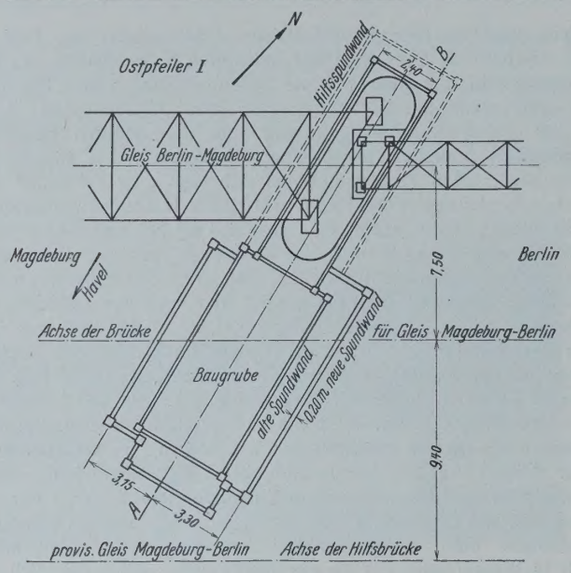
Erzz. = Erzzement Aegir, Hemmoor,
Pz. = Portlandzement Bär, Rüdersdorf,
hw. Z. = hochwertiger Zement Bärenstark, Rüdersdorf,
T. = Traß,
Ks. = Kiessand aus der Grube Oderberg-Bralitz,
Spl. = Splitt aus Vogelberg bei Kamenz und Dornreichenbach.

Bekanntlich sind die Kiessande der Norddeutschen Tiefebene hinsichtlich der Kornzusammensetzung selbst für einen Beton von mittelmäßiger Güte als alleiniger Zuschlagstoff fast allgemein höchst ungeeignet, werden aber dessenungeachtet immer noch vielfach allein verwendet und haben dann die vielen mangelhaften, unschönen Bauwerke zur Folge. In dieser Hinsicht ist das Erscheinen der „Anweisung für Mörtel und Beton (AMB)“ [1]) in den Dienstanweisungen der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft sehr zu begrüßen; sie gibt dem aufmerksamen Bauaufsichtsbeamten endlich eine vorzügliche Handhabe zur Beurteilung der Güte der Baustoffe und gestattet ihm bei entsprechender Anwendung dieser Anweisung, Betonmischungen von wirtschaftlich und qualitativ guter Art von Fall zu Fall zu bestimmen, was leider bei den im vorliegenden I. Bauabschnitt gewählten Betonmischungsverhältnissen nicht geschehen ist.

Die erzielten Druckfestigkeiten mit 20-cm-Probewürfeln von Beton in der gleichen Beschaffenheit, wie er im Bauwerk verarbeitet wurde, sind im Auszuge auf S. 720 wiedergegeben und lassen deutlich den Festigkeitszuwachs durch den im II. Bauabschnitt durch Splittzusatz vergüteten Kiessand erkennen.

In Abb. 17 ist der Bauzustand zur Zeit der Erneuerung der Südhälfte des Pfeilers I dargestellt; die darin eingetragenen Fundamentordinaten für die alten Bauteile sowie Längen und Durchmesser der Pfähle sind nachträglich beim Abbruch festgestellt worden (vergl. auch d, Wahl des Bauvorgangs). Weiterhin wird bemerkt, daß zu dieser Zeit der alte Nordpfeiler die im Betriebe befindlichen, alten Überbauten des Gleises Berlin—Magdeburg noch zu tragen hatte. Mit dem Fortschreiten

[1]) Erschienen im Verlage von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.



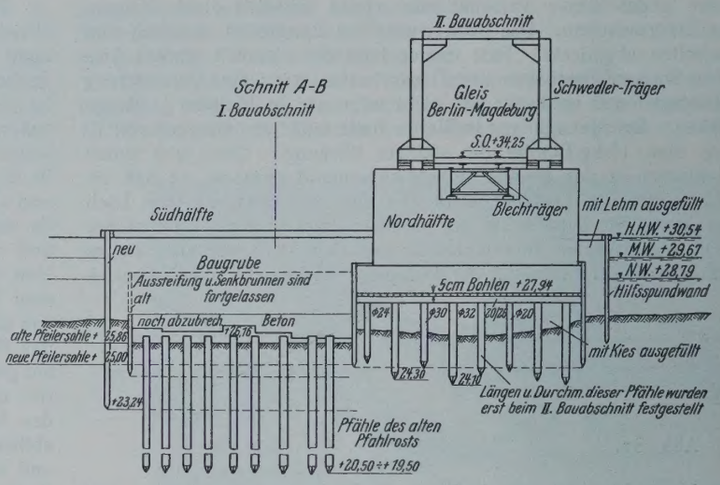


Abb. 17. Bauzustand zur Zeit der Erneuerung der Südhälfte des Ostpfeilers I, September 1925.

Verwendung des Betons	Lfd. Nr.	Druck wurde ausgeübt in oder senkrecht zur Stampfrichtung	Der Probewürfel lagerte bis zur Prüfung	Der Würfel wurde hergestellt im I. Bauabschnitt: Alter am Prüfungstage in Tagen	I. Bauabschnitt: Erreichte Druckfestigkeit in kg/cm²	II. Bauabschnitt: Alter am Prüfungstage in Tagen	II. Bauabschnitt: Erreichte Druckfestigkeit in kg/cm²
Beton unter Wasser	1	in Stampfr.	in Havel	75	195	60	495
	2	„	„	—	—	60	346
	3	„	„	—	—	28	271
	4	senkr. z. St.	in Havel	75	175	60	368
	5	„	„	—	—	28	299
	6	in Stampfr.	an Luft	—	—	60	358
	7	„	„	—	—	28	314
	8	senkr. z. St.	an Luft	—	—	60	244
Beton über Wasser	9	in Stampfr.	an Luft	75	254	60	355
	10	„	„	—	—	28	211
	11	senkr. z. St.	an Luft	75	169	60	322
	12	„	„	—	—	28	105
Beton für Abdeckplatten u. Auflagersteine	13	in Stampfr.	an Luft	72	622	60	563
	14	senkr. z. St.	„	72	449	60	482

des Abbruchs des Südpfeilers wurde dem Nordpfeiler teilweise der Halt entzogen, was sich aus dem in Abb. 17 verzeichneten Befunde erklären läßt; er bewegte sich in der Zeit vom 11. September 1925 bis 8. Oktober 1925 insgesamt in waagerechter Richtung um 11 mm nach Süden und senkte sich an seiner Südseite in lotrechter Richtung um 34 mm, begünstigt durch die schweren Erschütterungen beim Rammen mit einem 3-t-Bären und die des Eisenbahnbetriebes. In Anbetracht seiner nur 2 m bis 3,40 m langen Pfähle, die teilweise nicht mehr im Boden steckten, da die Havelströmung den Schwemmsand unter dem hölzernen Bohlenrost fortgespült hatte, ist es zu bewundern, daß der Pfeiler weiterhin bis zur Fertigbetonierung des neuen Pfeilersockels am 25. Oktober 1925 standhielt und ernste Folgen ausblieben. Bereits bei den ersten Anzeichen der Pfeilersenkung wurden die Rammarbeiten und die Wasserhaltung eingestellt, die Höchstgeschwindigkeit der Züge an der Gefahrstelle auf 10 km/h herabgesetzt, um den gefährdeten Pfeiler die eingezeichnete Hilfsspundwand geschlagen und diese mit Lehm hinterfüllt. Der unter dem Bohlenrost vorhandene Hohlraum wurde dann von der Baugrube für den neuen Teil aus mit Kies unterstopft und durch eine

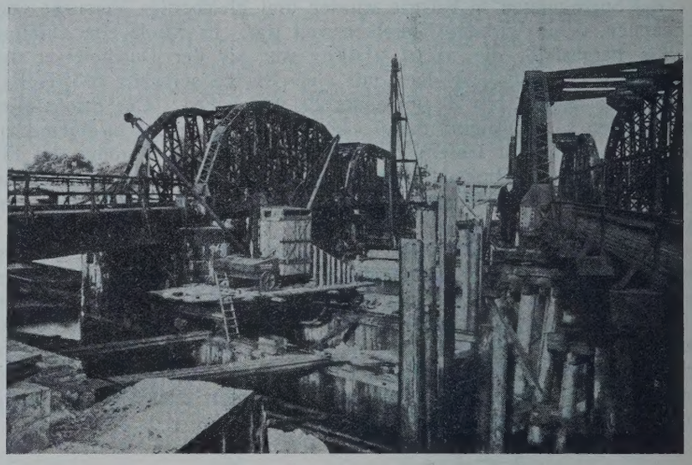


Abb. 18. Die Baustelle am 25. Juli 1925.
I. Bauabschnitt: Abbruch und Erneuerung der Pfeiler und Widerlager.

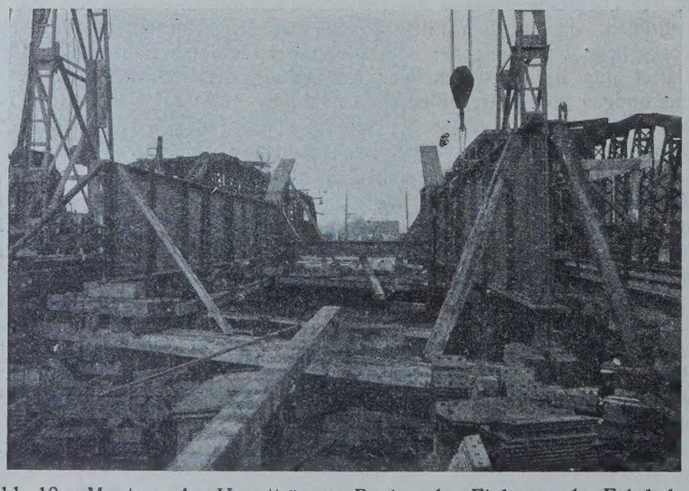


Abb. 19. Montage der Hauptträger. Beginn des Einbaues der Fahrbahn.

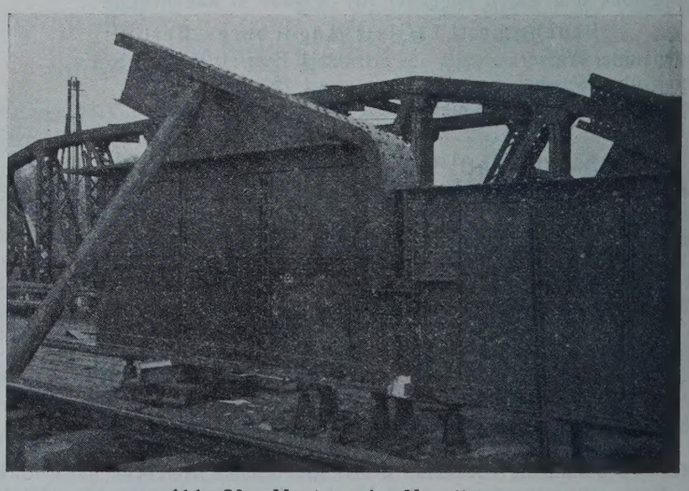


Abb. 20. Montage der Hauptträger.

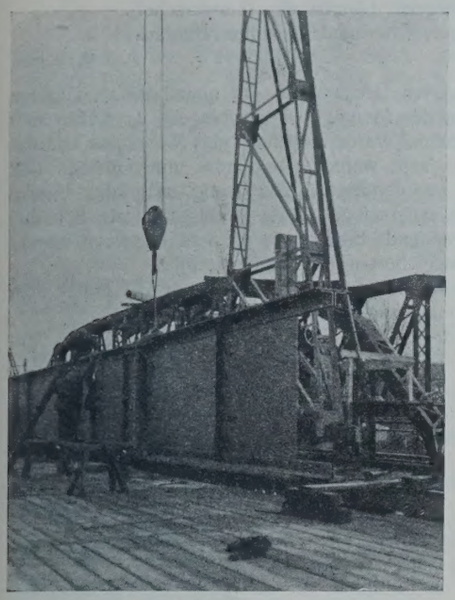


Abb. 21.
Freivorbau über der Hauptschiffahrtöffnung.

Bohlwand abgeschlossen. Nach dieser Sicherung hat keine Bewegung des Pfeilers mehr stattgefunden.

Zur Betonierung der neuen Pfeilerschäfte wurde die stufenweise vorher fertiggestellte Verblendung als Schalung benutzt.

Die wiederholten Wassereinbrüche in die Baugruben, die glücklicherweise nie in der Zeit der Betonarbeiten stattfanden, hätten statt der einfachen Spundwand einen Kastenfangedamm gerechtfertigter erscheinen lassen, der nachträglich bei der vollständigen Beseitigung des alten Mittelpfeilers II hergestellt werden mußte, da diese Arbeiten wegen des anhaltenden, ungewöhnlichen Hochwassers sonst zur Erfolglosigkeit verurteilt worden wären. Die alten Pfähle dieses Pfeilers II erwiesen den Bemühungen, sie mit Flaschenzügen unter Zuhilfenahme von Druckwasser- oder Druckluftspülung und des Demag-Pfahlziehers restlos aus dem Flußbett zu entfernen, derartigen Widerstand, daß schließlich mit Einverständnis der Wasserbauverwaltung eine Sprengung der Pfähle unter Wasser vorgenommen wurde. Die Pfähle wurden 2,40 m tief möglichst zentral angebohrt und wegen der etwaigen Gefährdung des benachbarten Hilfspfeilers und des Fangedamms einzeln nacheinander abgesprengt. Diese Arbeit hatte den gewünschten Erfolg. Die Baugrube mußte allmählich mit Sand ausgefüllt werden, da die durch die Sprengungen entstandene Auflockerung der Sohle sonst Wasserdurchbrüche befürchten ließ. Ein Emporkommen der im Boden verbliebenen Pfahlreste wird nicht zu erwarten sein, da diese 2,40 m tief unter Flußsohle stehen und durch ihren Widerstand gegen Herausziehen eine solche Länge vermuten ließen, die genügend Mantelreibung zur Überwindung des Auftriebs erzeugen dürfte.

g) Montage der neuen und Abbruch der alten Überbauten.

Die Montage-, Niet- und Abbruchrüstungen durften auf Anordnung der Wasserbauverwaltung nicht unter die Konstruktionsunterkante der alten Überbauten hinunterreichen; außerdem mußten die Rüstungen wegen des starken Schiffsverkehrs wenigstens über der Hauptschiffahrtöffnung abgedeckt werden. Beides hatte zur Folge, daß die Brücken um 80 cm über der endgültigen Höhenlage montiert und nach ihrer Fertigstellung auf die Lagerkörper abgesenkt werden mußten. Die auf dem Potsdamer Ufer auf Eisenbahnwagen angelieferten Teile wurden nach der Abladung mittels eines Montierwagens von 10 t Tragfähigkeit an die Verwendungsstellen gesetzt.

Die Hauptträger der Seitenöffnung Potsdam wurden im ganzen auf Holzstapel versetzt, darauf die Fahrbahn eingebaut, Hebeschrauben unter die Trägerenden gesetzt und vorläufig ausgerichtet (Abb. 19).

Bei der Mittelöffnung wurde zunächst der Balken montiert. Je ein Blechträgerstoß wurde auf Stockung gesetzt, mit Hebeschrauben nach Einbau der zugehörigen Fahrbahn behelfsmäßig ausgerichtet und dann die bereits fertig montierte Seitenöffnung auf die Konsollager des Langerschen Balkens abgelassen (Abbild. 20). Das Gewicht der Seitenöffnung wurde als Gegengewicht beim Freivorbau über der Hauptschiffahrtöffnung benutzt. Drei je zwei Feld lange Blechträgerstücke wurden frei vorgebaut (Abb. 21), gut verschraubt und verdornt. Nachdem die feste Rüstung erreicht war, ging die Montage in normaler Weise weiter. Nach Montage der Blechträger und dem Einbau der gesamten Fahrbahn wurden die Pfosten und der Druckbogen eingefahren (Abb. 22 u. 23). Nach Beendigung der Niet- und Nacharbeiten wurden die Holzstapel, die auf den Auflagersteinen der Pfeiler lagen, entfernt, die Brücke durch andere Stapel auf den Abdeckplatten einstweilen abgestützt und die Lagerkörper eingesetzt und vergossen. Beiderseits jedes Lagers wurden dann je zwei 50-t-Druckwasserpressen angesetzt (Abb. 24), der Langersche Balken wenig angehoben, um die Hebeschrauben und Holzstockungen sämtlich entfernen zu können, und schließlich im Verlaufe von jeweils drei Tagen die gesamte Brücke auf die Lagerkörper abgesenkt.

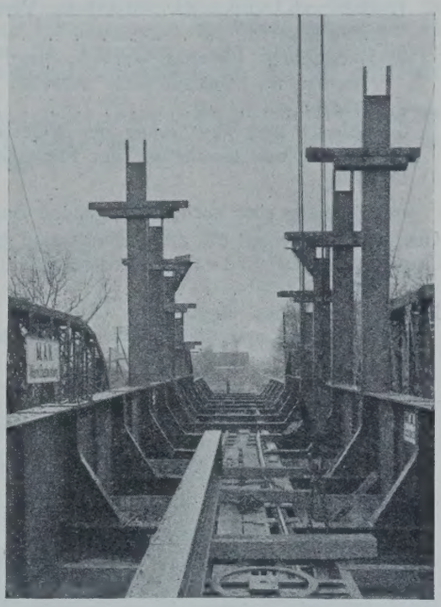


Abb. 22.
Montage der Pfosten.

Der Balken der Mittelöffnung wurde nach einer Parabel überhöht montiert, deren Pfeilhöhe von 38 mm durch das Maß der Durchbiegung infolge Eigengewichts und halber Verkehrslast bestimmt wurde.

Der Abbruch der alten Überbauten geschah durch Zerschneiden mittels Sauerstoff-Wasserstoff-Brenners. Die Schwedlerträger mußten zu diesem Zwecke um 80 cm gehoben werden, um die geschlossene Abbruchrüstung über den Schiffahrtöffnungen herstellen zu können.

h) Baukosten, Verschiedenes.

Die Baukosten für diese Brücke haben sich einschließlich aller Nebenarbeiten (Oberbau, Sicherungsanlagen, Böschungsbefestigung, Baggerarbeiten, Frachten, Arbeitszüge usw.) auf rd. 1 349 000 R.-M. belaufen; diese Summe verteilt sich zum größten Teil auf die Jahre 1925 bis 1926, einschließlich der Restarbeiten bis zum Jahre 1928. Die reinen Brückenbaukosten (einschließlich Anstrich, Oberbau, Bohlenbelag) haben betragen für:

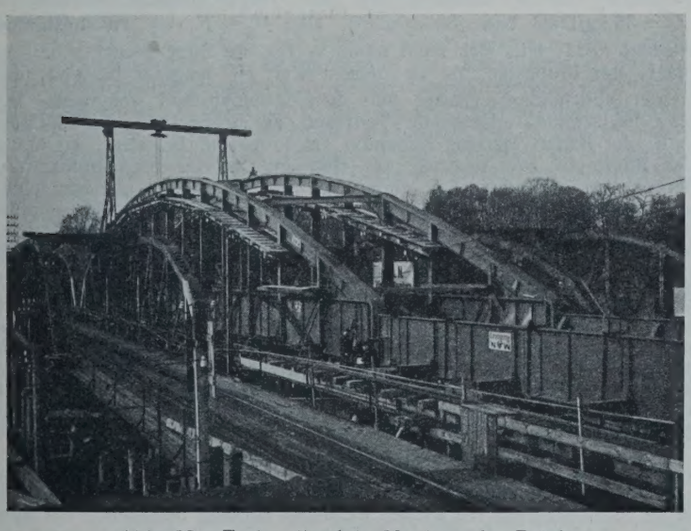


Abb. 23. Fast vollendete Montage der Brücke für Gleis Magdeburg—Berlin.

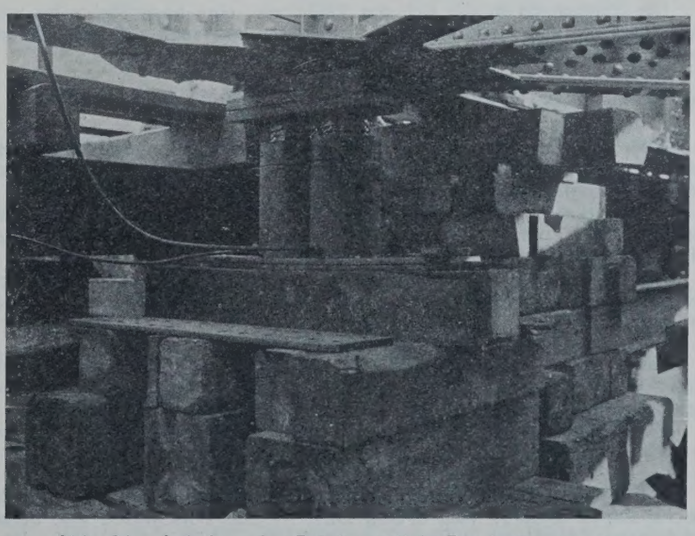


Abb. 24. Anheben der Brücke mittels Druckwasserpressen, Herrichten der Stapel über den Abdeckplatten.

1.	Bau und Abbruch der Hilfsbrücke, Verschieben der Südbrücke rd.	107 242 R.-M.
2.	Herstellung, Lieferung und Montage der neuen Überbauten, einschließlich Abbruch der alten Brücken rd.	367 375 „
3.	Abbruch und Verstärkung der Widerlager rd. . .	81 891 „
4.	Abbruch und Erneuerung der Pfeiler rd.	611 803 „
	Zusammen	1 168 311 R.-M.

Von Belang sind noch die folgenden Angaben:

Gesamt-Eisengewicht der alten Überbauten (Schweißeisen) . 378,00 t,

Gesamt-Eisengewicht der neuen Überbauten (St 48, Stg 52 · 81), für Lastenzug N . . . . . 651,91 t,

Eigengewicht eines eingleisigen Überbaues (Seitenöffnung) ausschließlich Lager, Oberbau, Schwellen, Bohlenbelag $g =$ 2,06 t/m,

Eigengewicht des eingleisigen Überbaues (Langerscher Balken) ausschließlich Lager, Oberbau, Schwellen, Bohlenbelag $g =$ . . . . . 4,19 t/m.

Als Farbton für den zweiten Deckanstrich der neuen Brücken hatten die Kunstberater das Hellrot der Mennige vorgeschlagen; es mußte aber ein rotbrauner Farbton verwendet werden, da sich das Mennigrot und das Signalrot der Reichsbahn nur sehr wenig voneinander unterscheiden und bei einer etwa notwendig werdenden Gleissperrung nahe der Brücke mittels des Signals 6b (die rechteckige, rote, weißgeränderte Scheibe) diese Haltscheibe auf entsprechende Entfernung nicht zu erkennen ist und somit eine Betriebsgefährdung heraufbeschwören könnte.

Bei der nördlichen Brücke (Gleis Berlin—Magdeburg) ist hinter dem Westwiderlager eine Schienenauszugvorrichtung eingebaut.

Die Überbauten für das Gleis Magdeburg—Berlin wurden am 21. April 1926, für das Gleis Berlin—Magdeburg am 4. Dezember 1926 in Betrieb genommen.

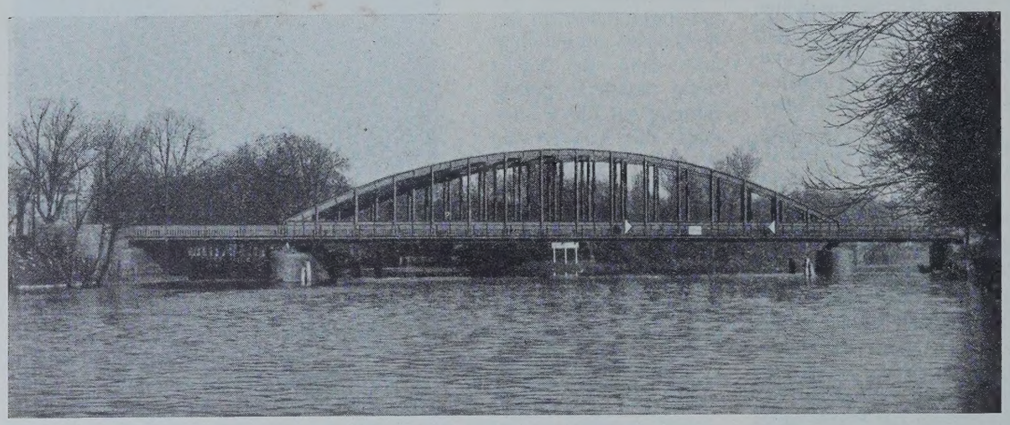


Abb. 25. Das fertige Bauwerk.

3. Schlußbemerkung.

Die Ausnutzung der jetzigen Umgrenzungen des lichten Raumes und der Fahrzeuge der Reichsbahn ist angesichts der schweren Dampf- und Elektrolokomotiven sowie der Großraumgüterwagen kaum noch wesentlich zu steigern, so daß man mit einer Überschreitung der Achslasten des Lastenzuges N auf absehbare Zeit nicht zu rechnen braucht; dies gibt die Berechtigung zu der Annahme, daß diesem formenschönen Bauwerk (Abb. 25) eine lange Lebensdauer beschieden sein wird, sofern nicht andere Umstände seine vorzeitige Änderung oder Beseitigung verlangen sollten.

Vermischtes.

Vorläufige Vorschriften für die Lieferung von Stahlbauwerken aus Baustahl St 52[1]).

I. Allgemeines.

Für die Güteprüfung des Baustahls St 52 und seine Bearbeitung gelten, soweit im folgenden nicht etwas anderes gesagt ist, die „Vorläufigen Fertigungsvorschriften für Stahlbauwerke“ sinngemäß.

Zu Knotenblechen von Hauptträgern, Schlingerverbänden und Hauptwindportalen dürfen Breitflacheisen nicht verwendet werden.

Bei Stahlbauwerken aus Baustahl St 52 können nichttragende und untergeordnete Bauteile, wie z. B. Geländer, aus wirtschaftlichen Gründen aus Flußstahl St 37 ($\sigma_B = 37$ bis 45 kg/mm²) gefertigt werden.

Wegen der hohen zulässigen Spannungen (s. IV, B) muß Baustahl St 52 besonders sorgfältig abgenommen werden.

II. Beschaffenheit.

Eine bestimmte chemische Zusammensetzung wird nicht vorgeschrieben, doch soll der C-Gehalt bei Dicken $\leqq 18$ mm im allgemeinen 0,2 %, bei größeren Dicken 0,25 % nicht überschreiten.

Der Baustahl St 52 muß sich für Schmelzschweißung eignen und soll möglichst widerstandsfähig gegen Rostangriff sein.

Die Reichsbahn behält sich das Recht vor, eine neue Stahlsorte vor der Zulassung eingehend zu prüfen, insbesondere auch auf Schweißbarkeit und Widerstand gegen Rosten.

III. Güteprüfung.

Die Prüfung erfolgt im Anlieferungszustand.

Über alle Walzstoffe aus Baustahl St 52 sind Schmelzungsverzeichnisse mit Angabe der Stückzahl und Schmelzungsnummern zu führen und dem Abnahmebeamten zu jeder Prüfung vorzulegen.

Die Werke haben den Beginn einer Walzung dem Abnahmebeamten rechtzeitig auf Wunsch mitzuteilen, damit gelegentlich auch Warmproben an der Walze entnommen werden können.

Bei Walzstäben kann von 5 t jeder Schmelzung wenigstens eine Probe, bei Stäben von weniger als 20 kg Metergewicht von je 3 t eine Probe entnommen werden.

Alle Bleche sind auszuglühen (normalglühen).

Jede Walztafel muß geprüft werden. Zu diesem Zweck muß genügend Stoff für Probeabschnitte vorgesehen sein; letztere dürfen nur nach Anstempeln durch den Abnahmebeamten abgetrennt werden.

Bei Blechen unter 5 mm Dicke werden keine Zug-, sondern nur Faltversuche vorgenommen.

[1]) Eingeführt durch Verfügung der Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn 82 Stieh 37 vom 6. Juni 1929. — Die Vorschriften sind beim Reichsbahn-Zentralamt in Berlin erhältlich; Preis 1,50 R.-M. — Vgl. „Die Bautechnik“ 1929, Heft 32.

A. Stab- und Formeisen, sowie Bleche.

a) Zugversuch (Zerreißprobe) — nach DIN 1605.

Bei der Prüfung sind nur Proportionalstäbe zu nehmen, und zwar Flachstäbe für Bleche und Profileisen.

1. Spannung an der Streckgrenze σ_S.

Verlangt wird als Abnahmebedingung bei Dicken bis 18 mm einschließlich $\sigma_S \geqq 36$ kg/mm², bei größeren Dicken $\geqq 35$ kg/mm².

Bei der Bestimmung der Streckgrenze darf die Belastungssteigerung nicht größer als 1 kg auf 1 mm² Querschnitt in 1 sek sein, entsprechend einem Zeitaufwand von $^1/_2$ min für die Belastungszunahme von 0 auf etwa 10 t bei Proben von rd. 314 mm² Querschnitt (Regelstab 20 mm Durchm.).

Die Streckgrenze ist bei scharfer Ausprägung die Spannung, bei der trotz zunehmender Formänderung die Kraftanzeige unverändert bleibt oder zurückgeht.

Ist die Streckgrenze nicht scharf ausgeprägt, so gilt die Spannung, bei der die bleibende Dehnung 0,2 % der ursprünglichen Meßlänge beträgt, als Streckgrenze.

Bei der Prüfung ist zunächst die nötige Belastung aus dem Querschnitt F_o des Probestabes mal der vorgeschriebenen Streckgrenze ($\sigma_S = 36$ kg/mm² bzw. 35 kg/mm²), also $P_S = F_o \cdot \sigma_S$ zu bestimmen. Alsdann wird, falls sich nicht schon vorher die Streckgrenze scharf ausprägt, der Probestab bis zu diesem Wert P_S langsam belastet, dann wieder vollständig entlastet und der Markenabstand gemessen. Wird eine die Dehnung anzeigende Vorrichtung zur Beobachtung der 0,2-Grenze (z. B. der Bauart Martens-Kennedy) am Probestab befestigt, so braucht der Probestab zur Messung der Dehnung an der Streckgrenze nicht herausgenommen zu werden, andernfalls ist der Probestab herauszunehmen und festzustellen, ob die Verlängerung größer als 0,2 % der ursprünglichen Meßlänge ist. Ist dies nicht der Fall, so gilt die Mindestforderung $\sigma_S \geqq 36$ bzw. 35 kg/mm² als erfüllt. Die genaue wirkliche Lage der 0,2 %-Grenze braucht nicht festgestellt zu werden. Hat der Probestab den vorgeschriebenen Wert für die Streckgrenze hiermit erfüllt, so wird der Zugversuch zur Bestimmung der übrigen Werte (Bruchspannung, Bruchdehnung und Querschnittverminderung) fortgesetzt. Hierbei kann natürlich auch noch eine scharf ausgeprägte Streckgrenze festgestellt werden, die dann selbstverständlich ihrerseits als Streckgrenze gilt. (Die Vorrichtungen zur Beobachtung der Streckgrenze sind bei Erreichung dieser abzunehmen, um Beschädigungen zu vermeiden.)

2. Bruchspannung σ_B.

Die Bruchspannung muß bei Dicken bis 18 mm einschließlich 52 bis 62 kg/mm², bei größeren Dicken 52 bis 64 kg/mm² betragen. Bei Rundeisen und kleineren Profilen (mit Dicken < 7 mm) wird 50 kg/mm² nicht beanstandet.

3. Bruchdehnung δ.

Die Bruchdehnung muß beim langen Proportionalstab mindestens 20% längs der Walzrichtung betragen. Bei Teilen, die auch quer zur Walzrichtung auf Zug oder Druck beansprucht werden, wie z. B. bei Knotenblechen, muß die Dehnung beim langen Proportionalstab in der Walzrichtung mindestens 20% und quer dazu mindestens 18% betragen. Beim kurzen Proportionalstab müssen die Dehnungswerte um 20% höher sein.

b) Faltversuch, kalt (Kaltbiegeprobe) — nach DIN 1605.

Zum Faltversuch sind Flachstäbe von möglichst 30 bis 50 mm Breite oder Rundstäbe zu benutzen, soweit nicht ganze Profile dem Versuch unterworfen werden. Die Kanten der Flachstäbe sind zu runden. Bei der Bestimmung der Stellen, an denen die Proben zu entnehmen sind, hat der Abnahmebeamte freie Hand.

Der Stab wird unter der Presse kalt um einen Dorn, dessen Durchmesser gleich der zweifachen Dicke des Probestabes ist, bis zu einem Winkel von 180° gebogen.

Bei Querproben von Stäben über 18 mm Dicke darf der Durchmesser das Dreifache der Dicke des Probestabes sein. (Zu Studienzwecken werden aber die Proben nach bestandenem Versuch bis zum Berühren der Schenkel zusammengedrückt.)

Die Länge der Dorne muß bei Flachstäben größer sein als deren Breite.

Das Biegen ist langsam und stetig vorzunehmen. Die Außenseite der Biegestelle muß bei Ausführung des Versuchs frei sichtbar bleiben.

Die Probe gilt als bedingungsgemäß, wenn kein Anbruch auf der Zugseite auftritt (Zugrisse im metallischen Eisen). Der Faltversuch ist unter allen Umständen vorzunehmen.

Bleche unter 5 mm Dicke müssen sich kalt nach jeder Richtung hin scharf zusammenbiegen lassen, ohne Anrisse auf der Zugseite zu bekommen.

c) Chemische Zusammensetzung.

Den Abnahmebeamten sind von jeder zur Prüfung vorgelegten Schmelzung auf Wunsch Abschriften der chemischen Analyse auszuhändigen. (Vgl. übrigens „Vorläufige Fertigungsvorschriften für Stahlbauwerke", Fußnote S. 4.)

d) Maß- und Gewichtsabweichungen.

Bei Stab- und Formeisen erfolgt die Bestellung nach den groben Abmaßen der DIN 1612, bei den Stahlblechen nach DIN 1542 und 1543.

B. Niet- und Bolzenstahl.

Der Werkstoff in Stangen für Bolzen ist durch Zug- und Faltversuche, derjenige für Niete außerdem durch Stauchversuche, fertige Bolzen sind durch Scher- und Faltversuche, Niete außerdem durch den Kopfschlagversuch nach Drucksache 918 18 zu prüfen.

Der Zugversuch bei fertigen Nieten und Bolzen nach III A a ist auszuführen, wenn der kurze Proportionalstab aus dem Bolzen gefertigt werden kann, In diesem Fall kann der Scherversuch entfallen.

Die Scherfestigkeit muß zwischen den Grenzen 36 und 48 kg/mm² liegen.

Die Scherbuchsen der Vorrichtungen zur Feststellung der Scherspannung müssen aus gehärtetem Stahl bestehen. Sie dürfen keine zu großen Spielräume gegenüber dem abzuscherenden Probestück haben.

Ein Stück Nietstahl, dessen Länge gleich dem doppelten Durchmesser ist, soll sich im warmen, der Verwendung entsprechenden Zustande bis auf die Hälfte seiner Länge zusammenstauchen lassen, ohne Risse zu zeigen.

Im übrigen gelten die „Besonderen Bedingungen für die Lieferung von eisernen Nieten" Nr. 918 18, nach denen auch die Kopfschlagversuche auszuführen sind.

IV. Entwurfsbearbeitung.

A. Allgemeines.

Für den Baustahl St 52 ist ein Elastizitätsmaß von 2 100 000 kg/cm² anzunehmen.

Falls es nicht gelingt, bei Brücken durch entsprechende Wahl der Höhe der Hauptträger die Bestimmungen der „Vorschriften für Eisenbauwerke, Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken (BE)" (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin) über die Durchbiegung und Überhöhung einzuhalten, ist die Überhöhung der Hauptträger so zu wählen, daß bei möglichster Ausnutzung der zulässigen Beanspruchungen die Durchbiegung unter der Waagerechten mit Rücksicht auf das Einsinken der Betriebsmittel das Maß von 1/1800 der Stützweite nicht überschreitet.

In der Einführungszeit des Baustahls St 52 ist die Zahl der zu verwendenden Profile möglichst einzuschränken. Es muß insbesondere bei den gleichschenkligen und ungleichschenkligen Winkeleisen angestrebt werden, mit den in der Anlage 1 fettgedruckten Profilen auszukommen. Nur ausnahmsweise darf auf die übrigen Profile zurückgegriffen werden, wobei zu beachten ist, daß ein Wechsel in der Schenkeldicke den Walzwerken keine nennenswerten Schwierigkeiten bereitet, während ein Wechsel in den Schenkellängen mit höheren Kosten für die Walzwerke verknüpft ist (Einsetzen neuer Walzen).

B. Zulässige Spannungen und Berechnung von Druckstäben.

a) Die zulässigen Spannungen können für den Baustahl St 52 um 50% höher gewählt werden als für Flußstahl St 37. Beispielsweise ist für die Haupt- und Fahrbahnträger bei Belastung durch die Hauptkräfte bei neuen Brücken die zulässige Zug- und Biegungsspannung

$$\sigma_{zul} = 1400 + 0{,}5 \cdot 1400 = 2100 \text{ kg/cm}^2.$$

b) Berechnung von Druckstäben (siehe BE). Bei Brücken aus Baustahl St 52 dürfen für die Füllungsglieder der Windverbände und für Hauptträgerpfosten, die nur die Gurtungen gegen Ausknicken sichern sollen, auch Stäbe mit größerem Schlankheitsgrad als 150 verwendet werden.

Die Knickspannungslinie, die $\sigma_{d\,zul}$-Linie, die Linie der Knicksicherheit v und der Knickzahl ω gehen aus der folgenden Abbildung, die ω-Werte aus der Tabelle 1 hervor.

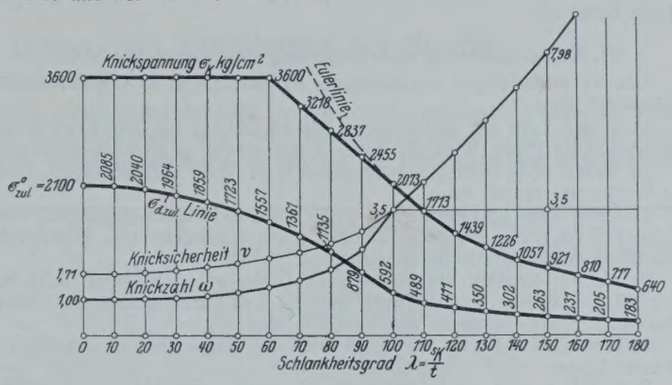


Tabelle 1.

Knickspannungen σ_K und Knickzahlen ω.

1	2	3	4
	Baustahl St 52 $\begin{cases} \sigma_s = 3600 \text{ kg/cm}^2 \\ E = 2\,100\,000 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$		
Schlankheitsgrad $\lambda = \frac{s_K}{i}$	Knickspannung σ_K $\lambda \leqq 60$; $\sigma_K = 3600$ $\lambda \geqq 60 \leqq 100$ $\sigma_K = 5890{,}5 - 38{,}175\,\lambda$ $\lambda \geqq 100$; $\sigma_K = \frac{20\,726\,000}{\lambda^2}$ kg/cm²	Knickzahl $\omega = \frac{\sigma_{zul}}{\sigma_{d\,zul}}$	$\frac{\Delta\omega}{\Delta\lambda}$
0	3600	1,00	0,001
10		1,01	0,002
20		1,03	0,004
30		1,07	0,006
40		1,13	0,009
50		1,22	0,013
60		1,35	0,019
70	3218	1,54	0,031
80	2837	1,85	0,054
90	2455	2,39	0,116
100	2073	3,55	0,074
110	1713	4,29	0,082
120	1439	5,11	0,089
130	1226	6,00	0,095
140	1057	6,95	0,103
150	921	7,98	0,111
160	810	9,09	0,111
170	717	10,2	0,130
180	640	11,5	

Bei der Berechnung von Druckstäben kann die Tabelle 2 nützlich sein.

Tabelle 2. Gebrauchsformeln bei mittigem Kraftangriff und bei Belastung durch die Hauptkräfte.

1	2	3
Schlankheitsgrad λ	Baustahl St 52 ($\sigma_{zul} = 2100$ kg/cm²)	Bemerkungen
$\lambda \geqq 0$ $\lambda \leqq 100$	$F_{erf} = \frac{S}{2{,}1} + 0{,}718\,k\,s_K^2$	Stabkraft S in t Knicklänge s_K in m erford. Querschnitt F_{erf} in cm² erford. Trägheitsmoment J_{erf} in cm⁴ Profilwert k siehe BE S. 40
$\lambda \geqq 100$	$J_{erf} = 1{,}69\,S\,s_K^2$	

V. Bearbeitung.

Stäbe und Bleche sind kalt zu richten.

Kröpfungen in den tragenden Teilen sind möglichst zu vermeiden. Da, wo sie nötig sind, sind Keilkröpfungen vorzusehen.

Biegungen und Kröpfungen sind nur in guter Rotglut auszuführen. Die Stücke sind alsdann langsam erkalten zu lassen. Jedes Bearbeiten in der Blauwärme und jedes Abschrecken ist unbedingt zu vermeiden.

Die Niete sind nach Möglichkeit maschinell zu schlagen. Preßlufthammernietung gilt als Maschinennietung. Auf kleinen Baustellen, auf denen die Einrichtung für maschinelle Nietung nicht lohnt, muß die Handnietung mit größter Sorgfalt durchgeführt werden. Die Niete müssen so schnell geschlagen werden, daß der Nietkopf vor dem Übergang zur Blauwärme fertig ist.

VI. Kennzeichnung und Lagerung des Baustahls St 52.

Um Verwechslungen vorzubeugen, ist Baustahl St 52 folgendermaßen zu kennzeichnen:

a) In den Kopf der erstarrenden Blöcke soll ein aus dem Kopf herausragendes Stück Eisen (Winkel-, Rund- o. dgl. Eisen) hineingesteckt werden.

b) Neben jede Schmelzungsnummer[1]) ist St 52 aufzuschlagen, bevor der Werkstoff erkaltet ist.

c) Jedes Stab- und Formeisen erhält nach dem Warmsägeschnitt einen Stempel St 52 und nach dem Erkalten einen durchgehenden Farbstreifen aus silberglänzender Aluminiumfarbe.

d) Bleche erhalten im warmen Zustande einen Stempel St 52 und nach dem Erkalten im Abstande von rd. 1 m Farbenkreise aus silberglänzender Aluminiumfarbe mit Inschrift St 52.

e) Der Nietstahl wird vor Kopf mit silberglänzender Aluminiumfarbe gekennzeichnet.

f) Werden von so bezeichneten Stab- und Formeisen oder Blechen Teile abgetrennt, so müssen sofort auch die Einzelteile mit den vorgeschriebenen Bezeichnungen versehen werden.

g) Die Setzköpfe der Niete aus Baustahl St 52 sind abzuflachen. Auf die Abflachung ist ein erhabenes 52 zu setzen. Für alle Nietdicken soll der Durchmesser der Abflachung 12 mm, der Durchmesser des die Ziffern 52 umschreibenden Kreises 8 mm und die Dicke der erhabenen Ziffern 0,7 mm betragen. Die Gegenhalter sind an der Stelle, die dem Zeichen 52 gegenüberliegt, mit einer Aussparung zu versehen.

Die Abnahmeplätze für Werkstoffe aus Baustahl St 52 müssen von denen für andere Werkstoffe sorgfältig und übersichtlich getrennt gehalten werden und auch äußerlich als Lagerstellen für Baustahl St 52 gekennzeichnet sein.

Der Baustahl St 52 ist streng getrennt von anderen Werkstoffen zu verladen.

Anlage. Winkeleisen ⌞ für Brücken aus Baustahl St 52.

1	2	3	4
gleichschenklige ⌞		ungleichschenklige ⌞	
In erster Linie in Betracht kommende ⌞	Nur im Notfall zu verwendende ⌞	In erster Linie in Betracht kommende ⌞	Nur im Notfall zu verwendende ⌞
70 · 70 · 9	70 · 70 · 11	**65 · 100 · 9**	65 · 100 · 11
	75 · 75 · 10 / 12		65 · 130 · 10 / 12
80 · 80 · 10	80 · 80 · 12 / 14	**80 · 120 · 10**	80 · 120 · 12 / 14
	90 · 90 · 9 / 11 / 13 / 16		90 · 150 · 10 / 12 / 14
100 · 100 · 10 / 12	100 · 100 · 14	**100 · 150 · 12**	100 · 150 · 10 / 14
120 · 120 · 11	120 · 120 · 13 / 15		100 · 200 · 10 / 12 / 14 / 16 / 18
130 · 130 · 12	130 · 130 · 14 / 16		
150 · 150 · 14	150 · 150 · 16*) / 18		
*) Außerdem:	160 · 160 · 15 / 17 / 19	180 · 180 · 16 / 18 / 20	200 · 200 · 16 / 18 / 20

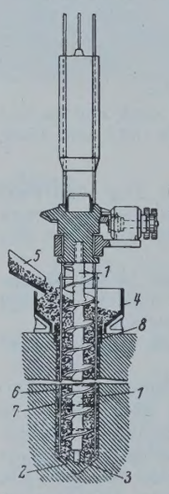
Kabelbrücke für eine Wasserleitung. Die bisherige Holzgerüstunterstützung eines Wasserzuführungsrohres der Wasserversorgung San Franciscos wird nach Eng. News-Rec. 1929 vom 30. Mai durch eine Hängekonstruktion von 52 m Spannweite ersetzt. Das Leitungsrohr läuft an einem Abhang entlang, der wegen des Baues einer Landstraße unterhalb des Rohres frisch angeschnitten wurde, wodurch für die bisherige Holzunterstützung der Wasserleitung Rutschgefahr entstand. Unmittelbar unter der aufzuhängenden Rohrstrecke sind zwei Balkenholme, bestehend aus drei übereinanderliegenden und verbolzten Balken von je 20 × 20 cm Querschnitt, angeordnet. Darunter liegen Querbalken, an denen die durch Kabel verlängerten Hängestangen in Abständen von etwa 4,2 m angreifen. Die Tragkabel der brückenartigen Konstruktion haben 50,8 mm Durchm. und eine Gesamtlänge von 113 m zwischen den Betonverankerungen. Die Tragkabel werden von hölzernen Türmen gestützt, die auf einer Betongründung stehen (s. Abb.). Der Bau konnte rechtzeitig ohne Störung der Wasserleitung fertiggestellt werden. Zs.

[1]) Auf die schmelzungsweise Prüfung und das Einschlagen der Schmelzungsnummer vor dem Erkalten — siehe „Vorläufige Fertigungsvorschriften" S. 4 — wird besonders hingewiesen.

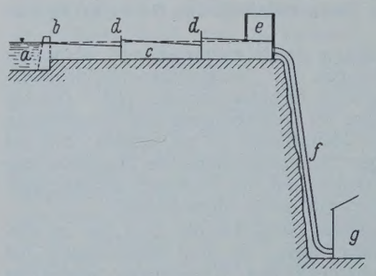
Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Verfahren zur Herstellung von Ortpfählen. (Kl. 84c, Nr. 477 215 vom 29. 7. 1925 von Alexander George Rotinoff in London.) Es besteht darin, daß die gegebenenfalls mit einer Vortreibspitze versehene Mörtelschnecke ohne Vortreibrohr durch Rammen in den Boden getrieben und gleichzeitig von außen mit Baustoff beschickt wird, der beim Rammen und Drehen der Schnecke in den von der Vortreibspitze gebildeten Hohlraum eindringt. Die Mörtelschnecke 1 ist mit einem Schuh 2 aus Gußeisen oder dgl. nicht fest verbunden und in eine Lagerhülse 3 lose eingesetzt. 8 ist eine ringförmige Hülse aus Metall, die auf eine kurze Strecke in den Grund eingetrieben ist; während des Pressens bildet der Ring 8 ein Mundstück zum Einführen des Betons und schützt den Lochrand. Durch die Rinne 5 wird dem Einfülltrichter 4 Beton zugeführt. Beim Pressen des Pfahles wird der Ring 8 zuerst in den Boden gesenkt und der Schuh innerhalb des Ringes aufgestellt. Die Mörtelschnecke wird wie ein gewöhnlicher Pfahl eingerammt und beim Eintreiben durch die Zulaufrinne und den Trichter mit einer dünnflüssigen Betonmischung 6 beschickt, die in das Loch 7 eindringt. Der Druck des flüssigen Betons verhindert auch das Durchsickern von Wasser aus dem Boden in das Loch 7.



Verfahren zur Vergrößerung der Wasserführung eines Werkkanals. (Kl. 84a, Nr. 472 335 vom 7. 3. 1926 von Firma F. M. Voith in Heidenheim a. d. Brenz, Württbg.) Um die Wasserführung im Kanal zu vergrößern, ohne den Kanal selbst zu vergrößern, werden in den Werkkanal in gewissen Abständen voneinander Pumpwerke, Schöpfräder oder dgl. eingebaut, durch die der Wasserstand am oberen Ende jeder Teilstrecke des Kanals gehoben, also das Spiegelgefälle jeder Teilstrecke vergrößert wird. Man baut z. B. quer durch den Kanal ein Wehr ein und fördert das Wasser durch eine Pumpe in der Fließrichtung in solchem Ausmaße über das Wehr, daß es auf der Abflußseite höher steht als auf der Zuflußseite. Dem Fluß oder dgl. *a* wird durch ein Einlaufbauwerk *b* eine für die vergrößerte Anlage ausreichende Wassermenge entnommen; an den Stellen *d* wird der Wasserspiegel durch Pumpwerke oder dgl. gehoben; vom Wasserschloß *e* führt die Druckleitung *f* nach dem Krafthaus *g*. Das Gesamtspiegelgefälle zwischen *a* und *e* und die den Kanal durchfließenden Wassermengen werden erhöht, ohne daß an den Kanalwänden ein teurer Ausbau nötig ist.



INHALT: Schöpfwerk Pollychen. — Eissprengungen mit „Thermit". — Der Umbau der Havelbrücke in Potsdam. (Schluß.) — Vermischtes: Vorläufige Vorschriften für die Lieferung von Stahlbauwerken aus Baustahl St 52. — Kabelbrücke für eine Wasserleitung. — Patentschau.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

7. Jahrgang | BERLIN, 1. November 1929 | Heft 47

Bemerkenswerte neue Brückenbauten in Beton und Eisenbeton bei Stettin.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Direktor bei der Reichsbahn **G. Koehler.**

Außer den in der „Bautechnik" 1929, Heft 25, behandelten neuen Eisenbahnbrücken über die West- und Ostoder sind für die Umgestaltung der Stettiner Bahnanlagen noch eine Reihe anderer Bauwerke ausgeführt worden, von denen nachstehend einige Brücken in Beton und Eisenbeton als bemerkenswert kurz beschrieben werden sollen.

Ihre Lage ist in der Übersichtsskizze Abb. 1 mit den Ziffern 1 bis 6 bezeichnet.

1. Unterführung der Wiesenstraße[1]) (Abb. 2 bis 5).

Das am Rande der Oderniederung bei Pommerensdorf im Zuge des zur Westoderbrücke führenden Dammes hergestellte Bauwerk dient zur Durchführung der genannten Straße, der Kleinbahn Casekow—Penkun-Oder und des Buckowbaches. Nach dem Rahmenentwurf für die Umgestaltung der Stettiner Bahnanlagen liegen auf dem Damme neun Gleise, von denen nach dem eingeschränkten Entwurf aber nur drei Gleise über das Bauwerk zu führen waren, so daß von der endgültigen Länge von 90 m jetzt nur 59,1 m zu bauen waren.

Das tunnelartige Bauwerk besteht aus einem Betongewölbe von 16 m lichter Weite, das auf einer durchgehenden, etwa 2 m starken Betonplatte auf Holzpfählen von 8 bis 12 m Länge gegründet ist, da tragfähiger Baugrund erst in großer Tiefe unter einer Moorschicht von 6 bis 8 m liegt. Nach den Beobachtungen bei Schüttung des Dammes war zu befürchten, daß unter dem Drucke des bis zu 24 m hohen Dammes die seitliche Moorverdrückung gewaltige Kräfte auf das Bauwerk und besonders den Pfahlrost ausüben würde. Außerdem war auch infolge der Lage des Bauwerks in der Nähe des Hanges die Gefahr eines Abrutschens nicht ausgeschlossen. Zur Herstellung der Baugrube wurde mittels Greifer der Moorboden ausgehoben und bis Unterkante Betonplatte Sandboden eingefüllt. Nach Absenkung des Grundwasserspiegels mittels zwanzig Rohrbrunnen und einer Kreiselpumpe wurde der Pfahlrost hergestellt und dann die Betonierungsarbeiten ausgeführt. Trotz dieser Vorsichtsmaßregeln wurden bei der Hinterschüttung des Bauwerks so starke Kräfte ausgelöst, daß das Bauwerk sich um einige Zentimeter verschob und die vorgesehenen Querfugen etwas auseinandergingen, ohne daß dadurch jedoch die Sicherheit des Bauwerks irgendwie gelitten hätte.

In der Betonsohle des Bauwerks sind zu beiden Seiten zwei ovale Öffnungen für den Durchfluß des Buckowbaches vorgesehen. Das hat

[1]) Vgl. „Die Bautechnik" 1928, Heft 30, S. 436 u. f.

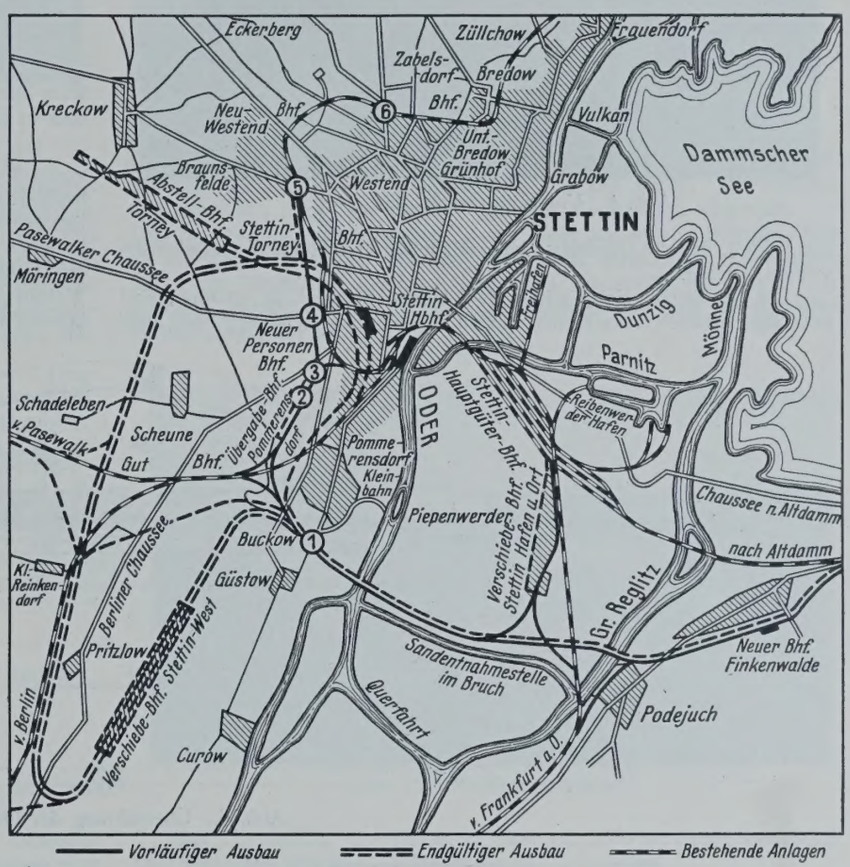


Abb. 1.

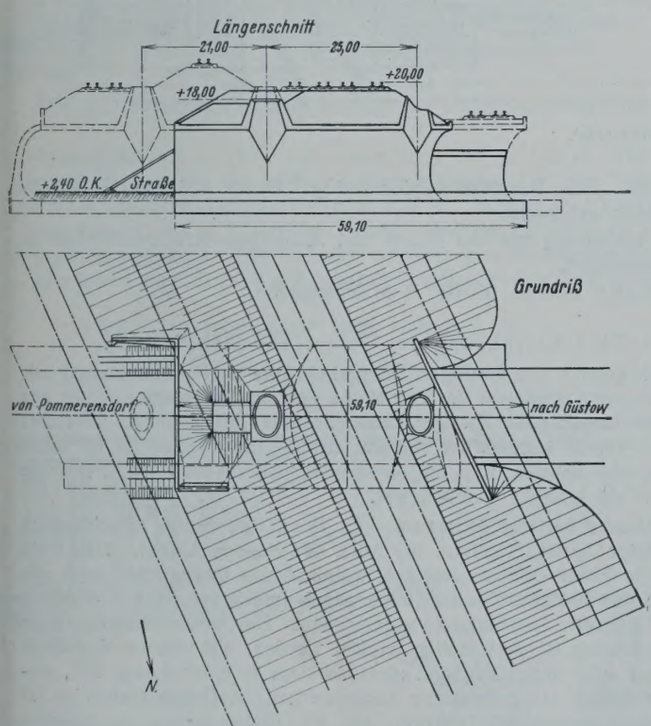


Abb. 2. Unterführung der Wiesenstraße.

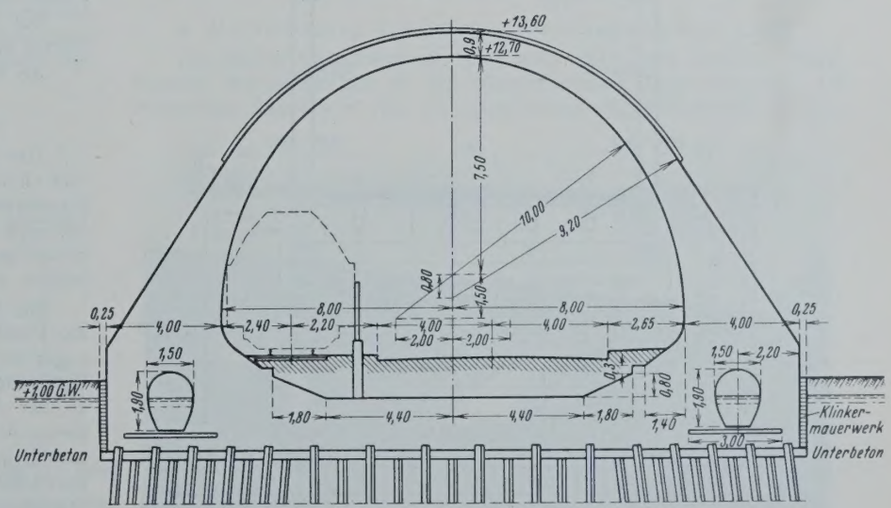


Abb. 3. Querschnitt.

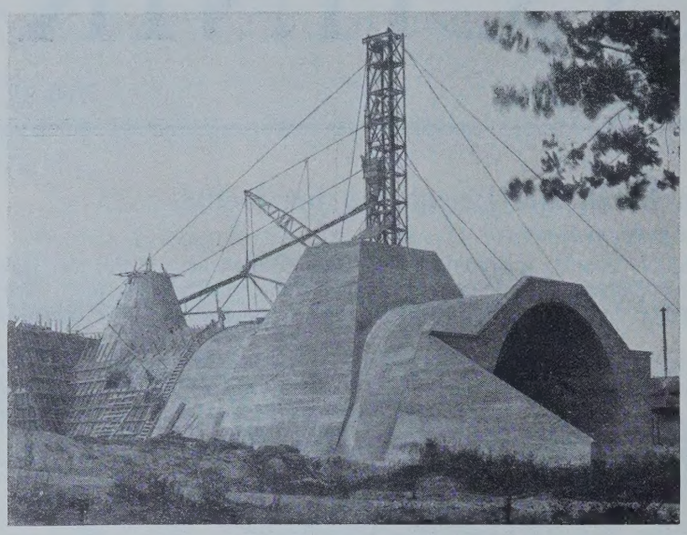


Abb. 4. Unterführung der Wiesenstraße.

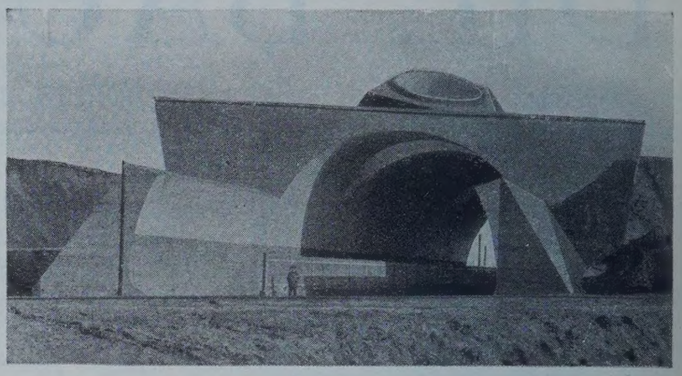


Abb. 5. Unterführung der Wiesenstraße.

den Vorteil, daß die Durchlässe jederzeit leicht gereinigt und ausgebessert werden können.

Um genügende Helligkeit in dem langen Bauwerk zu schaffen, sind trotz des reichlich bemessenen lichten Raumes des Gewölbes noch zwei Lichtschächte eingebaut. Zum Schutze des Betons gegen die im Moor enthaltene Moorsäure ist auf den hölzernen Pfahlrost zunächst eine 30 cm starke Schutzschicht aus Siccofix-Zement im Mischungsverhältnis 1 : 6 aufgebracht, die einen Anstrich von Demantol-Asphalt-Firnis erhalten hat. Zum Schutze der Seitenwände ist eine 25 cm starke Klinkerschicht ebenfalls in Siccofix-Zement an der Betonsohle hochgeführt.

Das Gewölbe hat im Scheitel eine Stärke von 0,90 m, im Kämpfer von 1,30 m. Die innere Gewölbeleibung hat eine schwache Eisenbewehrung erhalten, die aber aus statischen Gründen allein nicht erforderlich gewesen wäre. Das Lehrgerüst wurde in vier je 5 m langen Teilen in einer Länge von 20 m hergestellt. Nach Erhärtung des Betons des ersten Abschnitts von 20 m Länge wurde das Lehrgerüst abgesenkt, auf Walzen gesetzt und verschoben. — Der Beton wurde mittels eines 40 m hohen Gießturmes, der die ganze Baustelle bestreichen konnte, eingebracht.

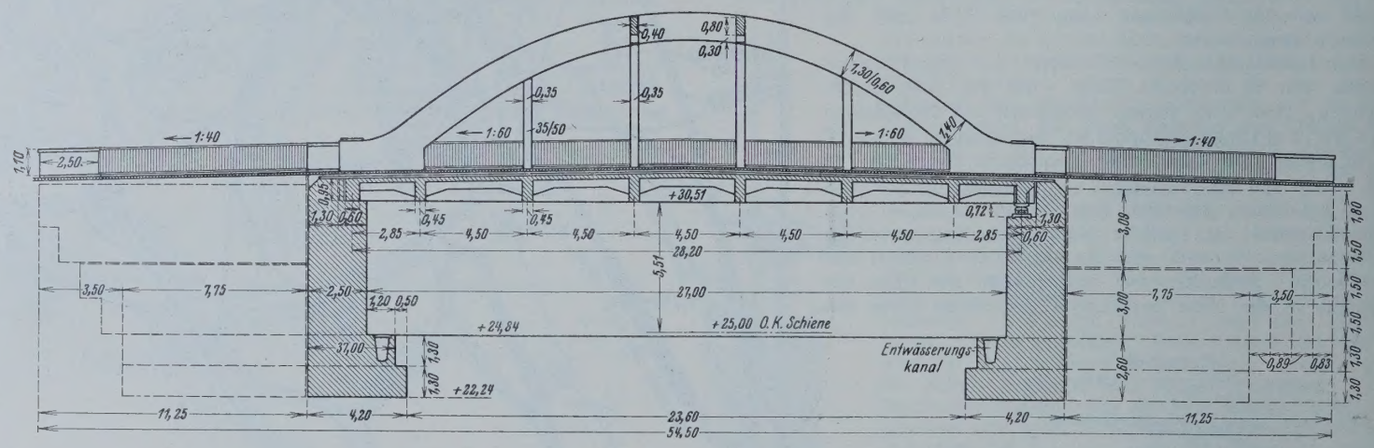


Abb. 6. Überführung der Ottostraße.

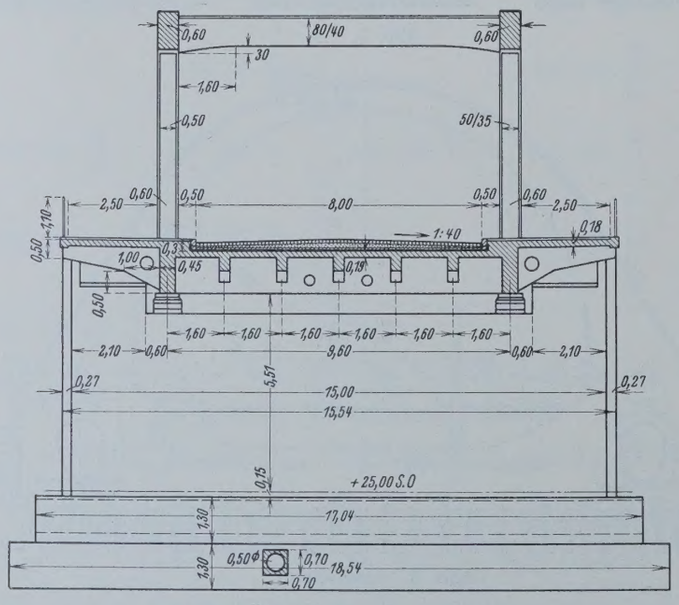


Abb. 7. Überführung der Ottostraße.

Für das ganze Bauwerk wurden 7500 m³ Beton und 230 t Eisen für Eiseneinlagen gebraucht.

Die Ausführung war der Beton- und Monierbau-Aktiengesellschaft in Stettin übertragen.

An Kosten sind rd. 600000 R.-M. entstanden.

2. Die Überführung der Ottostraße (Abb. 6 bis 9).

Das Nordende des künftigen Übergabebahnhofes Pommerensdorf mit fünf Gleisbreiten wird von der Ottostraße gekreuzt, die mittels einer aus Eisenbeton bestehenden Zweigelenkbogenbrücke mit Zugband überführt ist. Trotz der in ästhetischer Hinsicht vorliegenden Bedenken ist diese Bauart gewählt worden, weil ein Kostenvergleich ergeben hatte, daß sie billiger als ein eiserner Überbau war.

Die Brücke hat eine Stützweite von 28 m, ihre Breite einschließlich der Fußsteige beträgt 15,60 m, der Stich des Bogens 7,60 m. Das feste Lager ist in Eisenbeton ausgebildet, während das bewegliche Lager aus Stahlgußrollen besteht. Zum Schutze gegen Rauchgase ist das Bauwerk an der Unterseite mit Inertol angestrichen. Durch die dunkle Farbe dieses Anstriches ist gleichzeitig erreicht worden, daß das im Verhältnis zum Bogen sehr breite Zugband nicht so stark in Erscheinung tritt, wodurch die Brücke ein gefälligeres Aussehen hat. Auf dem Gehsteige ist Duromitbeton aufgebracht worden. Da die Eisen infolge der kleinen Balkenhöhen und -breiten ziemlich eng liegen, wurde zur Herstellung der tragenden Teile auch das Gußbetonverfahren angewendet.

Die gesamten Kosten des Bauwerks stellen sich auf 92000 R.-M. Für die Widerlager und Flügel sind 1600 m³ Beton, für die Tragteile 130 m³ Eisenbeton verbraucht.

Die Brücke wurde von der Bauunternehmung Hermann Scholl in Stettin ausgeführt.

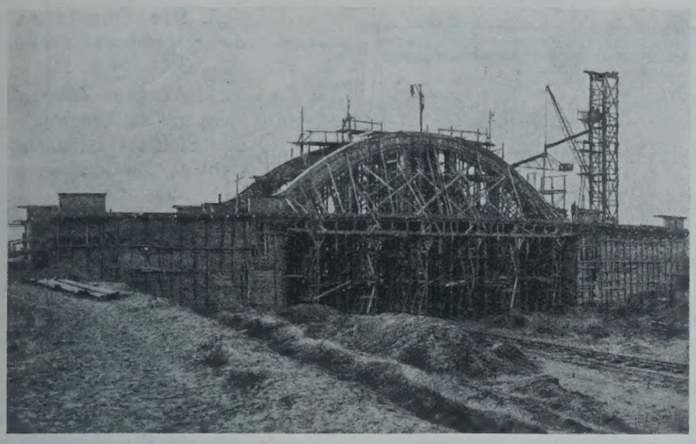


Abb. 8.

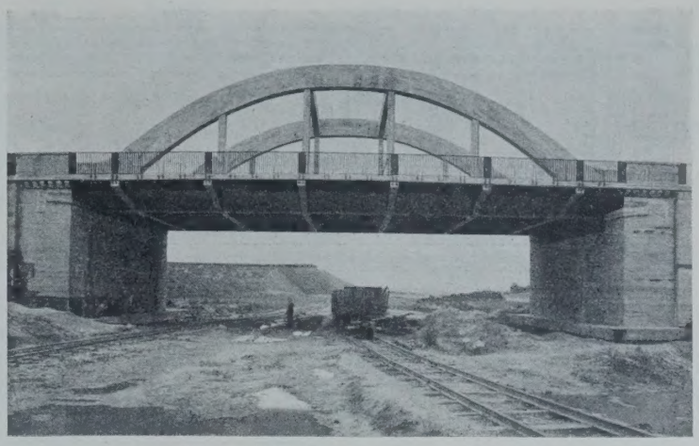


Abb. 9. Überführung der Ottostraße.

3. Kreuzungsbauwerk[2]) (Abb. 10 u. 11).

Für die schiefwinklige Kreuzung der künftigen zweigleisigen Güterverbindungsbahn zwischen dem Übergabebahnhof Pommerensdorf und dem Bahnhof Stettin-Torney mit der eingleisigen Verbindung vom Übergabebahnhof Pommerensdorf nach dem Ortsgüterbahnhof Stettin-Pommerensdorf ist ein Betonbauwerk mit drei rechtwinklig zur überführten Bahnachse stehenden Gewölben ausgeführt. Der mittlere Bogen hat eine Spannweite von 15 m und einen Stich von 4 m, die beiden Seitenbogen haben eine

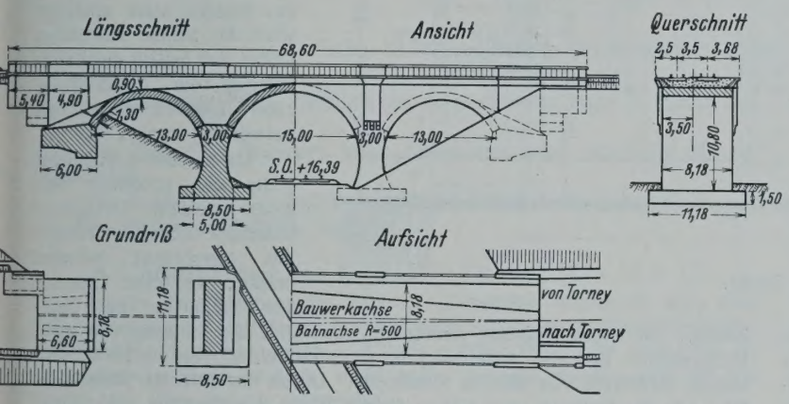


Abb. 10. Kreuzungsbauwerk im Zuge der Güterumgehungsbahn bei Stettin.

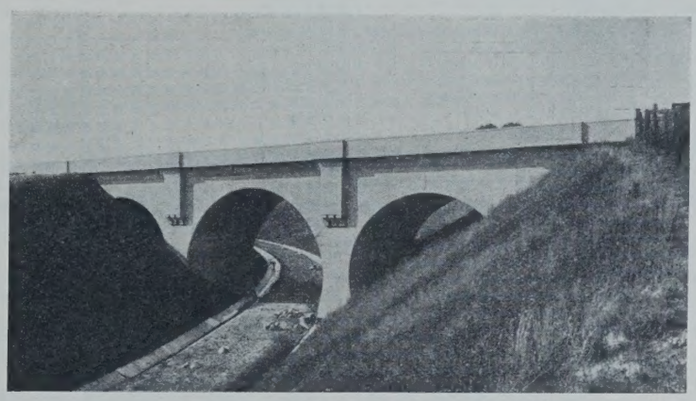


Abb. 11. Kreuzungsbauwerk.

Spannweite von je 13 m und einen Stich von je 3,30 m. Die Gewölbestärke im Scheitel des mittleren Bogens beträgt 1 m, der Seitenbogen je 0,90 m, die Kämpferstärke 1,40 bzw. 1,30 m. Wegen der Unzuverlässigkeit des Bodens, der z. T. aus Ton besteht, sind die Gewölbe als Dreigelenkbogen ausgebildet. Die Gelenke bestehen aus kreuzweise angeordneten Rundeisen und einer 8 mm starken durchgehenden Bleiplattten-Einlage.

Die Bogen haben schwache Eiseneinlagen erhalten, obgleich sie nach der Festigkeitsberechnung nicht erforderlich gewesen wären. Die zwischen den Gewölben liegenden Zwickel sind mit Magerbeton ausgefüllt. Der Scheitel des Mittelgewölbes liegt etwas höher als der der Seitengewölbe, so daß das Sickerwasser von der Mitte nach beiden Seiten der Brücke hinter die Widerlager abgeführt wird. Die Pfeilerfüße sind wegen der geringen Tragfähigkeit des Bodens als allseitig auskragende eisenbewehrte Platten ausgeführt worden.

Zur Herstellung des Bauwerks sind rd. 2500 m³ Beton verarbeitet. Die Baukosten betragen 170000 R.-M.

Ausführende Baunternehmung ebenfalls Hermann Scholl, Stettin.

4. Unterführung der Pasewalker Straße (Abb. 12 u. 13).

Die Straße nach Pasewalk führt auch nach dem Stettiner Hauptfriedhof, der unmittelbar an den neugeschütteten Damm angrenzt. Die Pasewalker Straße wird von der neuen zweigleisigen Güterbahn in einer

[2]) Vgl. „Die Bautechnik" 1929, Heft 5, S. 70.

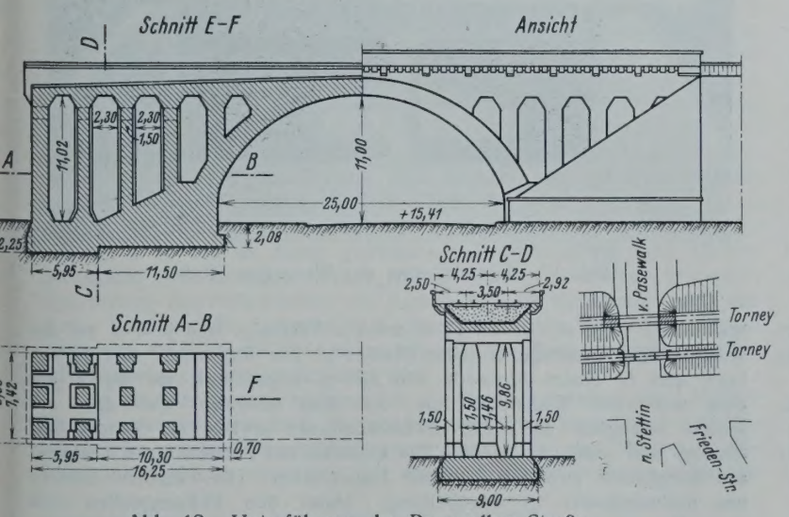


Abb. 12. Unterführung der Pasewalker Straße.

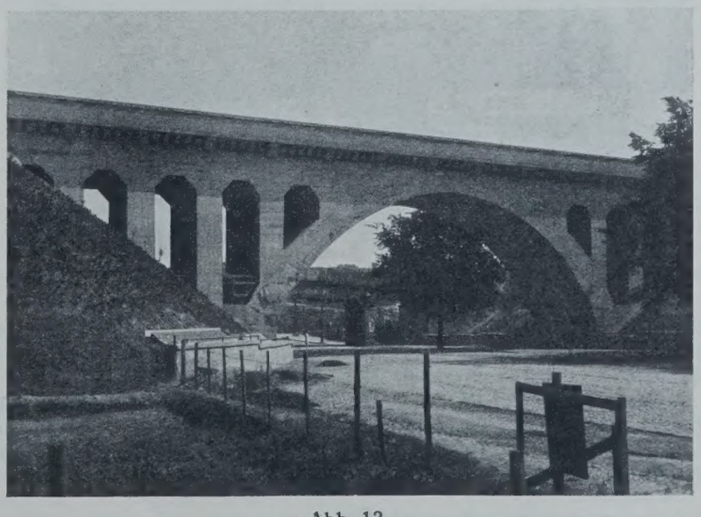


Abb. 13.

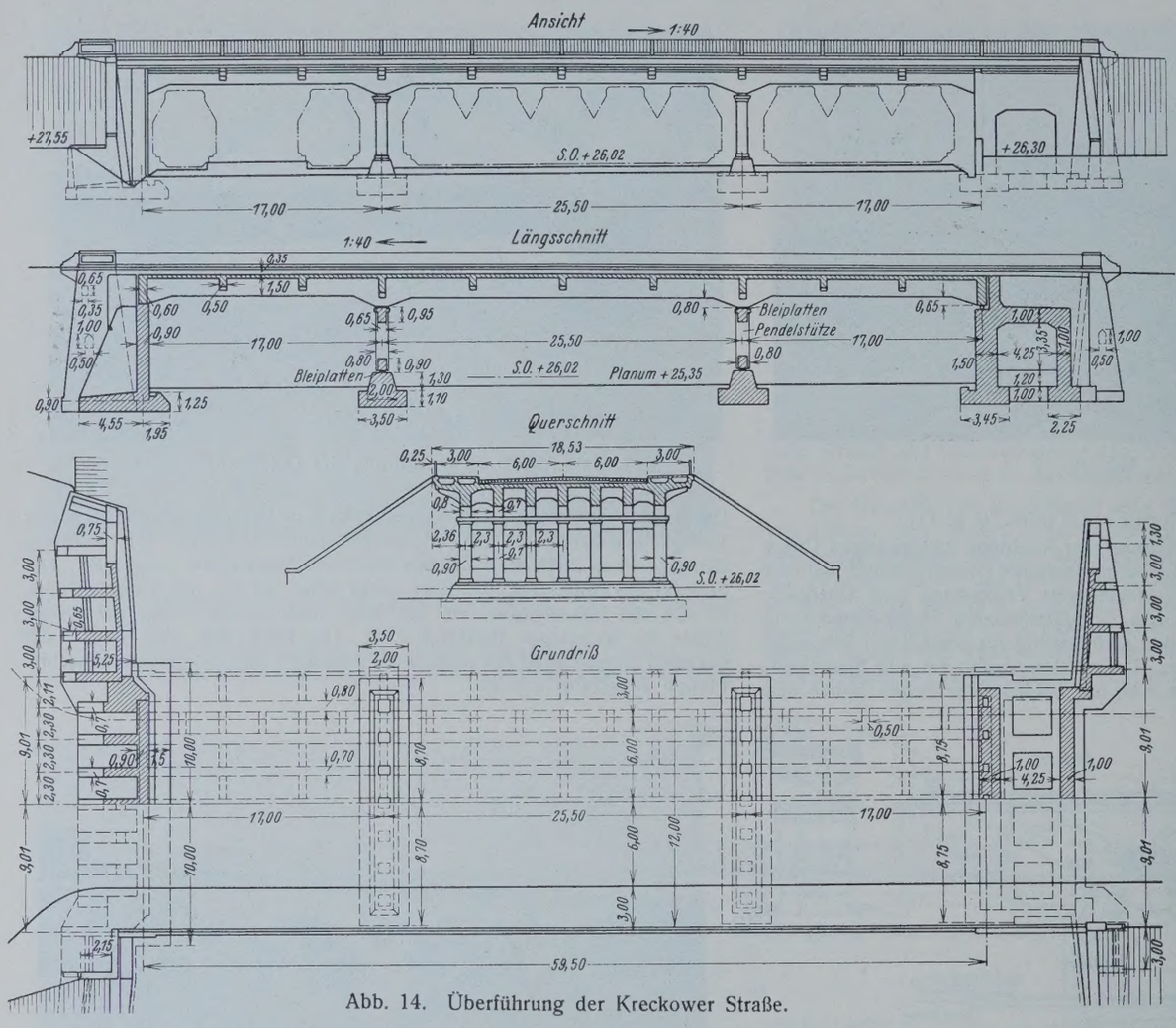


Abb. 14. Überführung der Kreckower Straße.

Höhe von 13 m über Straßenoberkante gekreuzt. Zur Überbrückung dient ein hochgewölbter Betonbogen von 25 m lichter Weite und 11 m lichter Höhe, dessen einfache und wuchtige Form in Verbindung mit den hochstrebenden Pfeilern der aufgelösten Widerlager sich harmonisch in die ernst stimmende Umgebung einfügt.

Der Bogen ist als Dreigelenkbogen ausgebildet. Die Gelenke bestehen aus sich kreuzenden Rundeisenstäben. Die Fugen zwischen den aus Eisenbeton hergestellten Gelenkquadern sind in der Mitte mit Bleistreifen ausgelegt und seitlich mit Rohfilzpappe ausgeglichen. Das Gewölbe selbst hat an den am meisten beanspruchten Stellen schwache Eiseneinlagen erhalten.

Das Gewölbe ist im Scheitel 1,30 m und im Kämpfer 2,20 m stark. Zur Herstellung des 60 m langen Bauwerks sind 2700 m³ Beton verarbeitet worden. Die Brücke hat 120000 R.-M. gekostet und wurde von der Bauunternehmung Huber, Berlin W 15, ausgeführt.

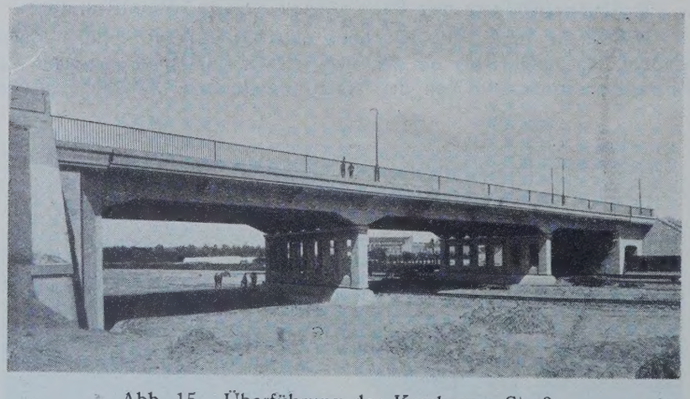


Abb. 15. Überführung der Kreckower Straße.

5. Die Überführung der Kreckower Straße[3]) (Abb. 14 u. 15).

In engem Zusammenhang mit der Umgestaltung der Stettiner Bahnanlagen steht der zweigleisige Ausbau der Strecke nach Cavelwisch. Dieser mußte wegen der Knappheit der Baumittel auf die Erweiterung der Bahnhöfe und die Verbesserung der Linienführung einstweilen beschränkt werden.

Aus dem Rahmenentwurf ist aber die Beseitigung des Planübergangs der Kreckower Straße herausgegriffen worden, weil sich ein starker Verkehr über den Planübergang nach dem westlich der Bahn entstandenen neuen Wohnviertel entwickelt hatte, das zudem mit dem Straßenbahnnetz der Innenstadt zu verbinden war. Da das Gelände westlich der Strecke stark ansteigt, wird die Straße überführt, wobei sich östlich der Bahnanlagen die Anschüttung einer längeren Rampe als notwendig ergab.

Da an der Kreuzungsstelle der nördliche Teil eines neuen Ortsgüterbahnhofs Stettin-Torney mit überbrückt werden mußte, war eine Öffnung von 58,60 m zu überbauen. Die Gleisanordnung ermöglichte zwanglos die Stellung von zwei Mittelstützen und die Aufteilung in zwei Endfelder von je 17 m und einem Mittelfeld von 25,5 m Stützweite. Durch das östliche Widerlager ist noch der Fußweg von 4,25 m lichter Weite durchgeführt. Als Tragwerk ist eine durchgehende Plattenbalkenbrücke aus Eisenbeton gewählt. Eine Ausführung in Stahl wäre nach den eingeholten Angeboten nicht billiger geworden. Die Brückentafel hat eine Gesamtbreite von 18,53 m, wovon 12 m auf die Fahrbahn und je 3 m auf die beiderseitigen Fußwege entfallen (Abb. 14). Die Tragbalken sind 1,50 m hoch und in einem Abstande von 2,30 m angeordnet; sie lagern auf dem westlichen Widerlager fest, auf dem östlichen Widerlager auf Rollen beweglich auf. Die Zwischenstützen wirken als Pendel mit oberem und unterem Gelenk. Die Gelenke der Pendelstützen bestehen aus Bleiplatten zwischen eisernen Lagerplatten. Die Fahrbahn besteht aus Reihenpflaster in Sandbettung. Unter den Fußwegplatten sind freie Räume für Wasser- und Gasrohrleitungen und für elektrische

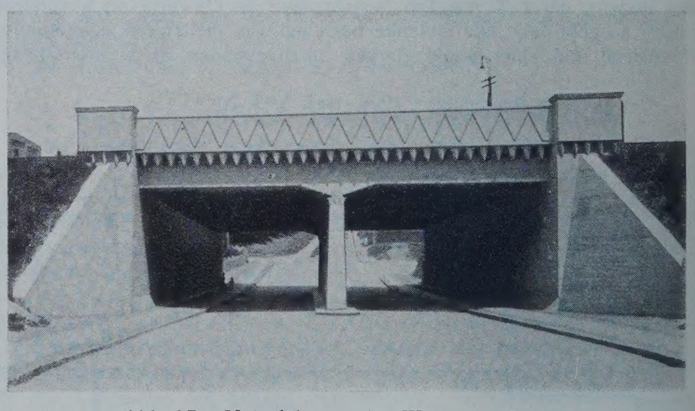


Abb. 17. Unterführung der Wolgaster Straße.

[3]) Vgl. „Die Bautechnik" 1929, Heft 5, S. 70.

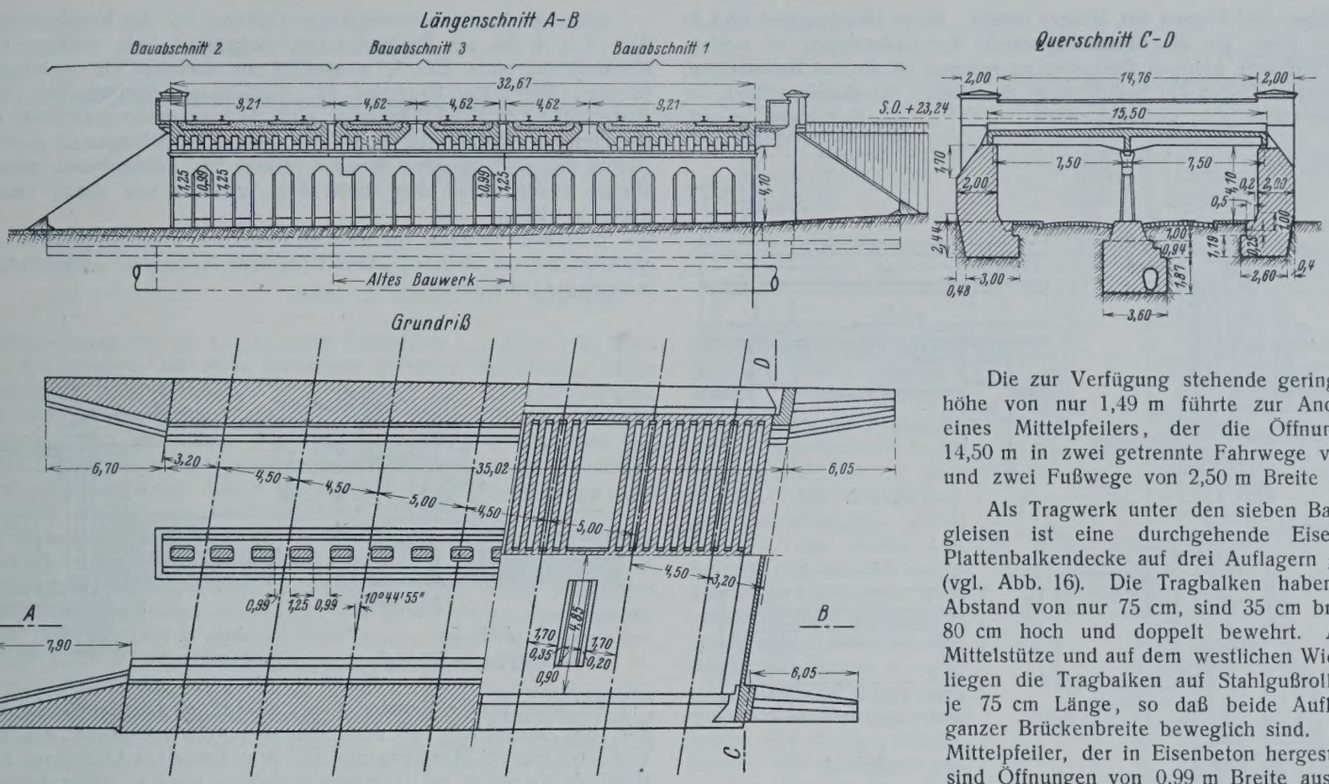


Abb. 16. Unterführung der Wolgaster Straße.

Kabel angeordnet. Das Geländer ist in einfachster Form in Eisen ausgebildet.

Für das reine Bauwerk ohne Erdarbeiten sind 240000 R.-M. aufgewendet.

Die Ausführung der Brücke lag in den Händen der Huta (Hoch- und Tiefbau-Aktiengesellschaft), Stettin.

6. Unterführung der Wolgaster Straße[4]) (Abb. 16 u. 17).

Infolge des Umbaues des Bahnhofs Zabelsdorf mußte die alte, zwei Gleise tragende Unterführung der Wolgaster Straße, ein Ziegelsteingewölbe, beiderseitig verlängert werden. Wegen geringer Weite, die dem stark angewachsenen Straßenverkehr nicht mehr genügte, wurde auch der Abbruch der alten Brücke notwendig.

Die zur Verfügung stehende geringe Bauhöhe von nur 1,49 m führte zur Anordnung eines Mittelpfeilers, der die Öffnung von 14,50 m in zwei getrennte Fahrwege von 4 m und zwei Fußwege von 2,50 m Breite aufteilt.

Als Tragwerk unter den sieben Bahnhofsgleisen ist eine durchgehende Eisenbeton-Plattenbalkendecke auf drei Auflagern gewählt (vgl. Abb. 16). Die Tragbalken haben einen Abstand von nur 75 cm, sind 35 cm breit und 80 cm hoch und doppelt bewehrt. Auf der Mittelstütze und auf dem westlichen Widerlager liegen die Tragbalken auf Stahlgußrollen von je 75 cm Länge, so daß beide Auflager in ganzer Brückenbreite beweglich sind. In dem Mittelpfeiler, der in Eisenbeton hergestellt ist, sind Öffnungen von 0,99 m Breite ausgespart. Zwei auf der ganzen Länge der Brücke durchgeführte Oberlichter sorgen für genügenden Lichteinfall auf die Straße unter der insgesamt 32,67 m langen Unterführung.

Das Geländer ist in Eisenbeton ausgeführt. Durch kräftige, nach außen vorspringende Abschlußpfeiler und durch die Anordnung unten spitz auslaufender Konsolen unter den Fußwegauskragungen ist gute Schattenwirkung erzielt (vgl. Abb. 17).

Während der Bauausführung war der volle Betrieb aufrechtzuerhalten. Die an das alte Bauwerk anschließenden Verlängerungen wurden deshalb zuerst hergestellt, über diese Teile der Verkehr gelenkt, sodann das alte Bauwerk abgebrochen und schließlich das Mittelstück fertiggestellt.

Die Baukosten haben 126600 R.-M. betragen. Die Bauausführung war der Bauunternehmung Luther & Co. in Stettin übertragen.

Die Bauwerke passen gut in die Umgebung. Bei der Formgebung hat der Architekt beratend mitgewirkt.

[4]) Vgl. „Die Bautechnik" 1929, Heft 5, S. 70.

Alle Rechte vorbehalten.

Über Rampen- und Bahnsteigmauern.

Von Reichsbahnoberrat **Honemann**, Hannover.

Wenn auch für Rampen- und Bahnsteigmauern die besonders von Reichsbahnrat Fahl empfohlene aufgelöste Bauweise[1]) bisher bei niedrigen Bahnsteigen vielfach angewendet wurde, so ist damit noch nicht gesagt, daß sie sich in der meist angewendeten Form auch bewährt hat. Ich habe häufig feststellen müssen, daß solche Bahnsteigeinfassungen nicht standhalten und ins Profil gedrückt werden. Die ungenügende Widerstandsfähigkeit führe ich auf folgende Ursachen zurück. Der Boden, mit dem die Bahnsteige angeschüttet sind, steht nicht zwischen den Pfeilern, weil die natürliche $1^1/_2$füßige Böschungslinie in das Profil der Bettung hineinragt und infolgedessen der steiler abgesetzte Schüttboden bei Bettungserneuerungsarbeiten oder sonstigen Aufgrabungsarbeiten dicht neben der Bahnsteigmauer unter dem Einflusse der durch den Betrieb hervorgerufenen Erschütterungen im Laufe der Zeit abbröckelt. Durch die Verwendung von gestampftem Altkies (auch unter Zusatz von Bindemitteln, z. B. des als Abfall gewonnenen Azetylenkalkes) kann die Abbröckelung zwar verringert werden; jedoch werden durch solche besondere Bearbeitung des Füllmaterials die Kosten für eine Einfassung nach Bauweise Fahl so sehr verteuert, daß ohne Mehrkosten auch eine der im folgenden empfohlenen Bauweisen mit bis zum Planum herabreichenden Abschlußwänden herzustellen sein wird.

Es hat sich ferner ergeben, daß der Boden zwischen den Pfeilern häufig abgeschwemmt wird, da auch bei befestigten Bahnsteigen meistens mehr oder weniger Feuchtigkeit unmittelbar hinter den Mauern in den Hinterfüllungsboden eindringt. Der hierdurch erweichte Boden begünstigt die Bildung von Spuren durch die Räder schwer belasteter Gepäckkarren (auch Eilgutkarren). In diesen Spuren sammelt sich das von den gewölbten Bahnsteigdecken abfließende Wasser, versickert hinter den Mauern und reißt den Füllboden mit sich, da es bald seitlichen Abgang zwischen den Pfeilern findet. Die Folge davon ist wiederum, daß sich die Karrenspuren schnell vertiefen, wenn sich nicht gar tiefe Mulden und Einsturzlöcher bilden, wodurch die schädliche Wirkung des Wassers sehr gesteigert wird. Eine weitere Folge der Spuren ist, daß der obere Teil der Stützmauern seitlichen Stößen durch die Räder der Gepäckkarren ausgesetzt ist, denen die Mauern bei den üblichen Abmessungen und wegen der meist flachen Gründung der Pfeiler nicht gewachsen sind, da sie hierfür offenbar nicht berechnet sind. Die zu flache Gründung der Pfeiler (nach Fahl nur bis zur Oberkante des Planums) wirkt sich auch dadurch ungünstig aus, daß die mit dem Betriebe verbundenen Erschütterungen ein Verschieben der Mauern und daß eine Versumpfung des Planums, die gerade an Bahnsteigen infolge reichlichen Wasserzuflusses von den Bahnsteigen und infolge erschwerter Entwässerung leicht und häufig eintritt, ein Kippen der Mauern nach dem Gleise zu erleichtern, gleichzeitig die beschriebenen zerstörenden Wirkungen der Karren und des Wassers verstärkend. Die mit solcher flachen Gründung verbundene Gefahr des Hochfrierens ist eine weitere unangenehme Zugabe.

Damit die Stützmauern ihren Zweck ganz erfüllen, muß deshalb meines Erachtens vor allem gefordert werden, daß die Wände völlig geschlossen mindestens bis zur Planumoberkante, besser noch etwas tiefer, reichen und daß die Fundamente so tief unter dem Planum liegen und so kräftig ausgebildet sind, daß sie unbedingte Sicherheit gegen seitliches

[1]) Vgl. „Die Bautechnik" 1928, Heft 48, S. 710.

Verschieben und Kippen der Mauern bieten. Diese Bedingungen sind in erhöhtem Maße für die Einfassungswände der Laderampen zu stellen, da hier mit weit höheren Auflasten zu rechnen ist als bei Bahnsteigen. Mit geringen Kosten die Bedingungen zu erfüllen, ist ein Kunststück, an dem sich schon viele versucht haben.

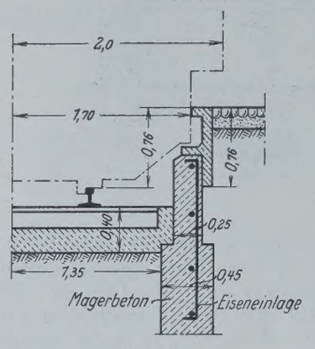


Abb. 1.

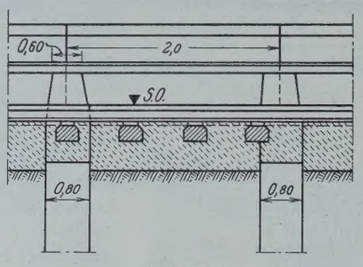


Abb. 2.

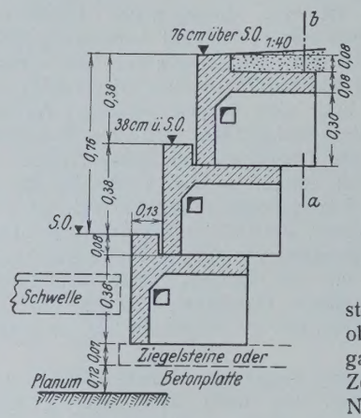


Abb. 3. Löhne.

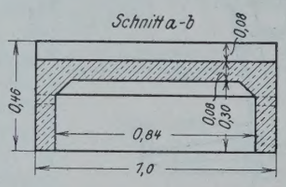


Abb. 4.

Beachtenswert in ihren konstruktiven Gedanken, jedoch die obigen Bedingungen noch nicht ganz erfüllend, sind die in der Zeitschrift „Der Bahnbau" 1928, Nr. 40, S. 780 und in der „Verkehrstechnischen Woche" 1925, Nr. 14, S. 216, veröffentlichten aufgelösten Bauweisen, sowie die Konstruktion nach Abb. 1 u. 2. ausgeführt auf Bahnhof Celle. Werden bei diesen Ausführungen die Wandplatten bis zum Planum herabgeführt und die Pfeiler standsicher ausgebildet, so können einwandfreie Einfassungen und voraussichtlich beachtliche Ersparnisse an Kosten gegenüber einer Mauer in geschlossener Bauweise erzielt werden, und zwar nicht nur durch geringeren Materialverbrauch, sondern auch durch die Schnelligkeit der Herstellung aus Bauteilen, die zum großen Teile als Fertigwaren vorrätig gehalten werden können.

Letzteres kommt besonders zur Geltung bei der Konstruktion nach Abb. 3 u. 4, die auf Bahnhof Löhne ausgeführt ist[2]), weniger bei der Konstruktion nach Abb. 5, ausgeführt auf Bahnhof Gr.-Möhringen bei Stendal. Bei dieser Bauweise ist außerdem ein Mangel, daß die obere Abdeckplatte mit ihrer Unterlage nicht fest verankert (verzahnt) ist und daß hinter der Platte nicht durch Anbringung einer Schrägen für genügenden Abfluß des eindringenden Wassers gesorgt ist. Infolgedessen werden die Platten häufig durch den Druck der Auflasten und durch Frost nach außen getrieben.

Eine Konstruktion, die meines Erachtens allen Ansprüchen gerecht wird, ist die auf Bahnhof Lauscha (Sachsen-Meiningen) ausgeführte Bahnsteigmauer (Abb. 6)[3]).

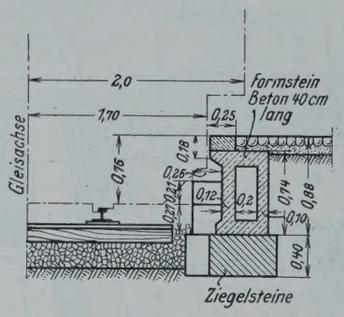


Abb. 5.
Möhringen b. Stendal.

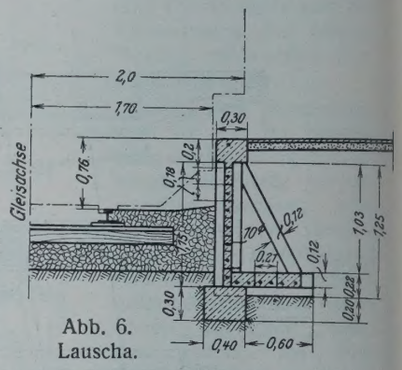
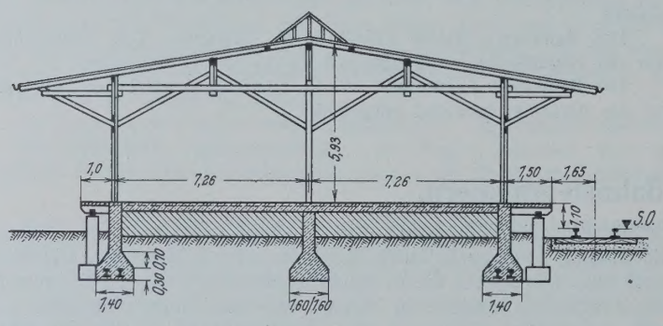
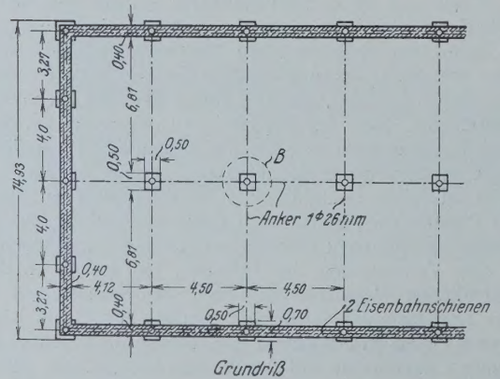


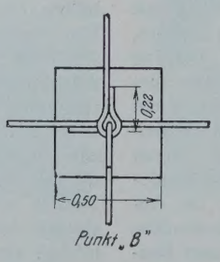
Abb. 6.
Lauscha.

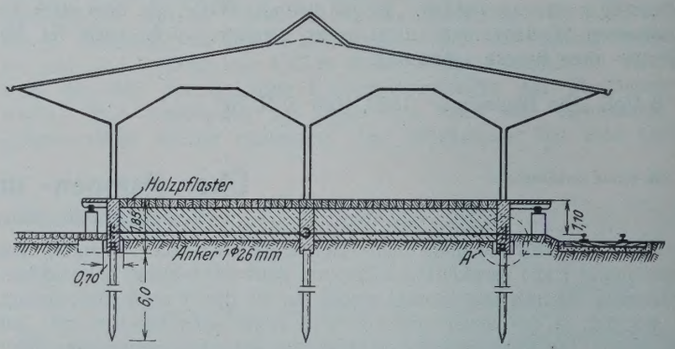
Auf zwei andere Konstruktionen möchte ich hier hinweisen, die von mir im Jahre 1910 bei dem Bau des Güterschuppens auf Bahnhof Wilhelmsburg bei Hambung und bei dem Bau einer Ufermauer auf dem Bahnhofe Bergedorf bei Hamburg ausgeführt wurden. Diese beiden Bauwerke haben sich in den 18 Jahren ihres Bestehens trotz starker Beanspruchung tadellos erhalten und zeigen keine Schäden, die auf Fehler der Konstruktionen zurückzuführen sind.

1. Güterschuppen Wilhelmsburg (Abb. 7 bis 11). Für die Außenwände waren lediglich verbreiterte Fundamente, die durch Schieneneinlagen verstärkt werden sollten, vorgesehen (Abb. 7). Die Untersuchung des Baugrundes ergab jedoch, daß er hierfür nicht tragfähig genug war. Es wurden deshalb Straußsche Pfähle gesetzt und auf diese die nur 40 cm starken Außenwände aus Beton, die über jedem Pfahl durch 25 mm starke Rundeisenanker, die in den mittleren Stützenfundamenten miteinander verschlungen wurden, gegenseitig verankert wurden.









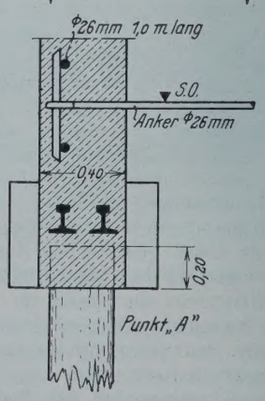


Abb. 7 bis 11.
Wilhelmsburg b. Hamburg.

Mit Rücksicht auf das zu erwartende Sacken des Füllbodens und die Unsicherheit des Untergrundes wurden anstatt Asphaltplatten auf Beton

[2]) Verkehrstechnische Woche 1920, S. 157.
[3]) Zentralbl. d. Bauverw. 1914, Nr. 42, S. 315.

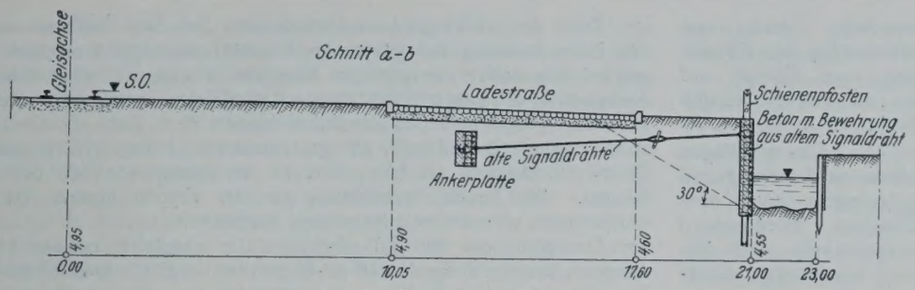


Abb. 12. Bergedorf b. Hamburg.

als Fußbodenbelag für die Lagerflächen Holzpflaster und für die Karrbahnen Ahornriemen auf alten Schwellen gewählt. Die Beläge liegen trotz stärkster Beanspruchung noch heute. Die Umfassungswände werden also nur durch das Dach und den Füllboden nebst Auflasten beansprucht. Man sieht ohne weiteres, daß bei den vorliegenden ungünstigen Verhältnissen ein sparsamerer Materialverbrauch für die Wände kaum möglich war. Diese Ausführung ähnelt in ihrer Wirkungsweise einer Konstruktion, die man vor 20 Jahren häufig für Einfassungen von Kohlenbansen verwendet hat und die aus in den Boden eingelassenen und an den oberen Enden mit den gegenüberstehenden Pfosten verankerten Schienenpfosten bestand, zwischen denen die Felder durch waagerecht gelagerte Schwellen geschlossen waren. Die in den Boden eingelassenen Teile der Schienen sind in unserem Falle ersetzt durch die Straußschen Pfähle, die nach oben ihre Verlängerung in den Betonwänden finden.

2. Ufermauer Bergedorf (Abb. 12 u. 13). Diese hat noch größere Ähnlichkeit mit solchen Bansenwänden. Hier sind in Abständen von je 1,50 m Schienen in den Boden eingelassen, die nach der Landseite zu durch Drahtanker gehalten werden, bestehend aus je sechs alten Signaldrähten und Eisenbetonplatten, für deren Bewehrung ebenfalls alte Signaldrähte und alte Schienenenden verwendet wurden.

Von der Sohle des Grabens bis zur Oberkante der Zufuhrstraße wurden quer zu den Schienenpfosten in Abständen von je 10 cm alte Signaldrähte gespannt, die jeden Pfosten umschlingen. Diese Drähte wurden alsdann nebst den Schienenpfosten einbetoniert, so daß eine Wandstärke von 27 cm entstand. Die Schienenpfosten ließ man 1,25 m über Straßenoberkante hinausragen, um sie als Pfosten für einen Zaun zu benutzen, der wegen des nahen und schweren Ladestraßenverkehrs kräftig gehalten werden mußte. Als Geländerholm dienen auf den Kopf gestellte Schienen, die in die Pfostenköpfe eingelassen sind und eine kräftige Längsversteifung der Wand bewirken, so daß das Reißen einzelner Anker keinen nachteiligen Einfluß auf die Standsicherheit der Mauer ausüben würde.

Die bei 1. und 2. verwendeten Anker wurden durch kräftigen Asphaltanstrich und durch Umschüttung mit wasserdurchlässigem und säurefreiem Boden gegen Rosten geschützt.

Die Konstruktionen 1 und 2 lassen sich ohne wesentliche Änderungen zu Bahnsteig- und Rampeneinfassungen verwenden. Die Anwendung der Konstruktion 2 für eine hohe Bahnsteigeinfassung ist z. B. in Abb. 14 u. 15 dargestellt. Bei Bahnsteigen empfiehlt es sich nicht, die Kanten mit Eisen einzufassen, da sich an das Eisen bei Frost leicht Rauhreif und Eis ansetzt, was zu Gefährdungen der Reisenden führen kann. Es ist deshalb die obere waagerechte Holmschiene der Abb. 12 in Abb. 14 unterhalb der Bahnsteigkante angebracht, und zwar so, daß sie außer zur Längsversteifung der Mauer auch zur Ausbildung einer Trittstufe dient.

Obgleich die Wände bis unter Planumoberkante herabgeführt sind, ist es doch wichtig, daß bei Befestigung des Bahnsteiges mittels Asphalts auf Beton die Asphaltdecke über die Betonmauer hinweggezogen wird, um ein Eindringen von Feuchtigkeit unmittelbar hinter der Mauer zu verhüten, da sonst sehr leicht lästige und nicht ungefährliche Sackungen und Brüche des Belages infolge Sackens des Füllbodens eintreten. Der Asphalt kann bei richtiger Ausführung unbedenklich in 2 cm Stärke auf der Betonmauer bis zur Kante der Mauer vorgezogen werden [4]).

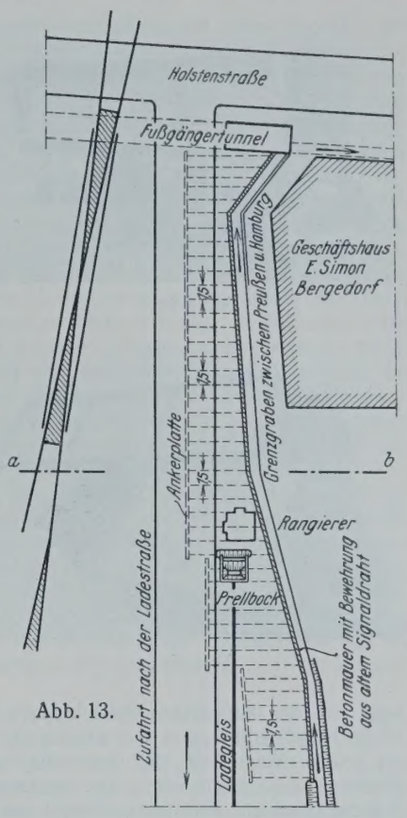


Abb. 13.

Die Herstellungskosten solcher Bahnsteigeinfassungen sind wegen des geringen Materialverbrauches, der weitgehenden Verwendung von Altmaterial und der einfachen Herstellungsweise, die freilich auf dem Lagerplatz nur wenig vorbereitet werden kann, äußerst niedrig. Die an eine solche Anlage betreffs Standsicherheit und Wirksamkeit zu stellenden Bedingungen werden restlos in natürlicher Weise erfüllt. Muß auf leichten Abbruch bei Umbauten und auf Wiederverwendung des Materials Wert gelegt werden, so sind freilich die aus fertigen Teilen zusammengesetzten Einfassungen dieser Einfassung vorzuziehen.

Ähnliche Konstruktionen hat Herr Fahl in der „Bautechnik" 1928, Heft 8, S. 100, empfohlen; jedoch gehen dort die Einfassungen nicht bis zur Planumoberkante, was ich auch hier trotz der geringen Höhe der Einfassungen und der seltenen Freilegung des Planums wegen der schweren Auflasten, mit denen auf Ladestraßen zu rechnen ist, nicht für gut halte.

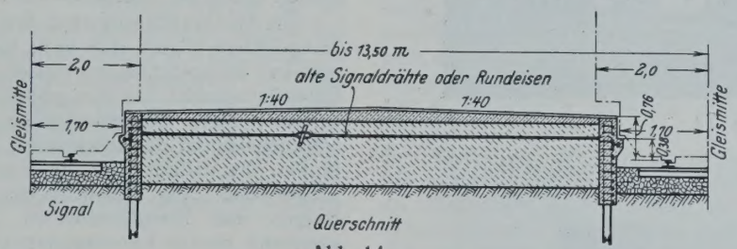
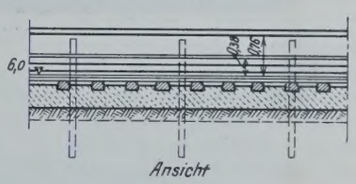


Abb. 14.

Abb. 15.



[4]) Vgl. Zentralbl. d. Bauverw. 1914, Nr. 83, S. 549.

Alle Rechte vorbehalten.

Die heutige Groß-Erdbautechnik.

Von Direktor Dr.-Ing. **Krauth**, Berlin-Lichterfelde.

(Schluß aus Heft 45.)

Die Transportmittel und Gleisanlagen.

Der größeren Leistungsfähigkeit der Bagger mußten die Transportmittel, Wagen und Lokomotiven, dem schweren Fahrbetrieb die Gleisanlagen angepaßt werden.

Der gewöhnliche Holzkastenkipper mit $2^1/_2$ bis 4 m³ Inhalt dürfte überlebt sein. Für Erdarbeiten kleineren Umfanges, vor allem für das Schütten von Dämmen in niederen Lagen und zur Herstellung der Krone, ferner für niedere Kippen überhaupt sind noch die Wagen kleineren Inhalts zweckmäßig, aber auch hier nur in der Form von Selbstkippern. Für Erdbewegungen großen Umfanges, besonders bei langen Förderweiten, ist der große 5 bis 6 m³ fassende eiserne oder hölzerne Selbstentlader am Platze (Abb. 6 a u. b). Aber auch dieser Wagen genügt schon seit einigen Jahren den gesteigerten Anforderungen der Abraumbetriebe nicht mehr. Es gelangte hier zuerst der 16 m³ fassende Großraumwagen zur Einführung (Abb. 7 a u. b). Am 1. April 1929 befanden sich im Gebiete des deutschen Braunkohlenindustrievereins bereits 1765 solcher Wagen verschiedener Bauart im Betrieb. Daß dieser Wagen nicht allgemein schon auf allen größeren Abraumbetrieben eingeführt ist, liegt lediglich an den großen Anschaffungskosten, da mit der Beschaffung des Wagenparks gleichzeitig eine solche an schwereren Lokomotiven

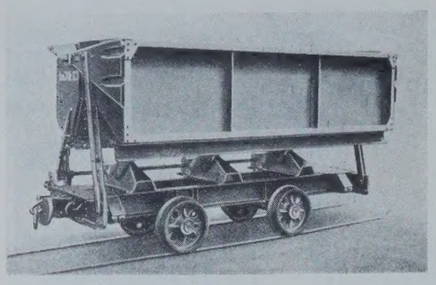


Abb. 6a.

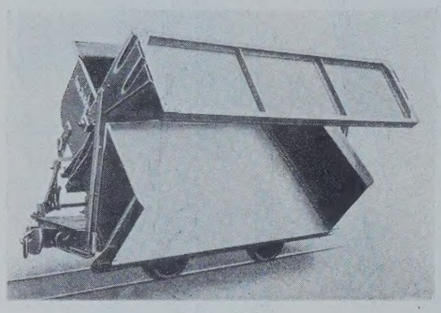


Abb. 6b.

notwendig wird und zweckmäßig die Umstellung vom Dampf- auf den elektrischen Betrieb stattfinden sollte.

Die 5,3-m³-Wagen sollten mit Federung und Rollenlagern oder neuzeitlichen Gleitlagern[7]) versehen sein. Daß dies nur beschränkt durchgeführt ist, liegt wieder an den großen Anschaffungskosten, obgleich auf großen Dauerbetrieben durch die Verminderung des Zugwiderstandes und die Ersparnis an Unterhaltungskosten die einmaligen Ausgaben für die Verbesserung sich bald bezahlt machen würden.

Die Großraumwagen laufen auf zwei zweiachsigen abgefederten und mit Rollenlagern versehenen Drehgestellen. Das Kippen jedes Wagens kann wie bei den kleinen Selbstkippern durch einen Mann geschehen. In der Regel jedoch wird das Kippen der Wagen durch Druckluft besorgt. An jedem Wagen ist ein Druckluftzylinder angebracht, der von der Maschine aus gefüllt wird. Die Auslösung beim Kippen des einzelnen Wagens geschieht von Hand, obwohl die Einrichtung so getroffen werden kann, daß der ganze Zug von der Lokomotive aus auf einmal zum Kippen

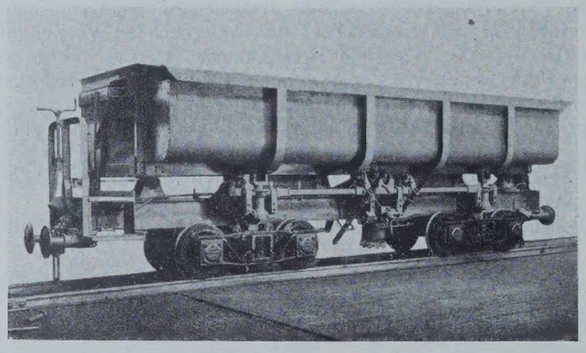


Abb. 7a.

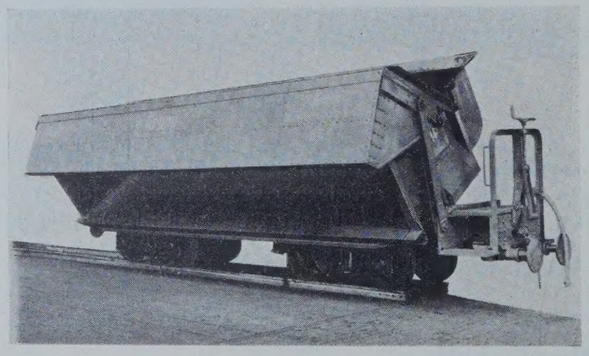


Abb. 7b.

gebracht werden könnte. Das Risiko für die Standsicherheit des Zuges wäre bei dieser Handhabung jedoch zu groß, so daß es bis heute beim Einzelkippen der Wagen geblieben ist. Die Wagengewichte sind etwa die folgenden:

	Großraumwagen 16 m³	Eiserner Selbstentlader 5,3 m³
Leergewicht . . .	14 t	5,5 t
Nutzlast	16 × 2,0 = 32 t	5,3 × 2,0 = 10,6 t
	46 t	16,1 t

[7]) Neuere Untersuchungen haben ergeben, daß sowohl hinsichtlich des Zugwiderstandes wie des Ölverbrauchs und der Unterhaltung das Rollenlager keinen wesentlichen Vorteil vor einem neuzeitlichen Gleitlager besitzt.

Trotz des rd. 3 t größeren Achsdruckes bei den Großraumwagen ist die Beanspruchung der Gleise im Durchschnitt nicht wesentlich größer als bei den steifen zweiachsigen kleineren Wagen, weil eben infolge der Drehgestelle die Last gleichmäßiger auf die Gleise verteilt wird. Der Großraumwagen wird auch als Zweikastenkipper, d. h. zwei einzeln kippbare Kasten von je 8 m³ Inhalt, auf gemeinsamem Untergestell gebaut. Die Druckluftbetätigung ist hier nicht so notwendig wie bei den großen Wagen. Wo Drucklufteinrichtung für das Kippen besteht, ist selbstverständlich auch Druckluftbremsung vorhanden.

Das oben von den 5,3-m³-Wagen im Vergleich zu den kleineren Wagen Gesagte gilt für den 16-m³-Wagen im Vergleich zum 5,3-m³-Wagen: Es muß entsprechender Kippraum vorhanden sein, denn beim Ausschütten eines Zuges entfallen beim 5,3-m³-Wagen 1,4 m³, beim Großraumwagen etwa 2 m³ auf 1 lfd. m Kippe.

Die Vorteile des Großraumwagens gegenüber den kleineren Wagen sind zusammengefaßt:

Leistungsteigerung, verkürzte Umlaufzeit, dadurch verstärkte Ausnutzung des Lokomotivparks, geringere Schmierkosten, einfachere Bedienung, vollständige Entleerung, Beseitigung des Streuens.

	Vergleich zweier Züge mit 5,3-m³-Wagen	16-m³-Wagen
Wagen im Zug	25	10
Nutzlast	132 m³	160 m³
Zuglänge ohne Lokomotive .	95 m	78 m
Achsen	50	40
Leerlast	137,5 t	140 t
Leerlast f. 1 m³ Boden . . .	1,04 t	0,87 t

Im Großabraumbetrieb sowie in Baubetrieben stellte die 160- bis 200-PS-Lokomotive bis vor kurzem noch die stärkste Zugkraft dar. Die größeren Abraumbetriebe gehen neuerdings zur elektrischen Zugförderung mit der 440 PS starken vierachsigen Abraumlokomotive über. Der elektrische Lokomotivbetrieb wird sich vorläufig bei Baubetrieben nicht einbürgern können, dagegen ist hier bei großen Arbeiten die 200- bis 220-PS-Dampflokomotive die übliche. 270- bis 300-PS-Lokomotiven sind im Betrieb und bewähren sich ausgezeichnet. Anzustreben ist, daß mit einer Zugfahrt eine möglichst große Nutzlast befördert wird. Die Betriebskosten einer 270-PS-Lokomotive sind unwesentlich höher als die einer 200-PS-Lokomotive, den nur wenig höheren Betriebskosten steht aber der größere Vorteil der stärkeren Zugkraft gegenüber. Daß alle die genannten größeren Transportmittel: die 5,3- und 16-m³-Wagen, die 270-PS-Dampflokomotiven im Tiefbau wirtschaftlich arbeiten, beweist ihre Verwendung bei den zur Zeit im Gange befindlichen Arbeiten in mehreren großen Losen am Mittelland-Kanal.

Die Gleisanlagen sind dem schweren Fahrbetrieb angepaßt. Die 25-kg-Schiene eignet sich nicht mehr für diese schweren Betriebe. Es müssen 33-kg-Schienen verlegt werden mit entsprechend starkem Schwellenmaterial. In den großen Abraumbetrieben mit den oft lange an derselben Stelle liegenbleibenden Gleisanlagen wird schon das stärkste Schienenmaterial der Reichsbahn, Preußen 15, S 45 und S 49 verwendet, Profile, die natürlich für die jeweils kürzere Dauer der Baubetriebe zu schwer sind. Zur Schonung des hölzernen Schwellenmaterials liegen Bagger- und Fahrgleisschienen geschraubt oder genagelt auf entsprechend starken Unterlagsplatten, die einerseits ihren Wert annähernd behalten, anderseits den Schwellenersatz vermindern. Auf die neuen Gleishebemaschinen zur Vereinfachung des Stopfens und Regelns sei hier nur hingewiesen.

Die Kippen.

Ein schwieriges Problem bei jeder Groß-Erdbewegung ist die Lösung der Kippenfrage, von der der Erfolg mancher Arbeit oft allein abhängt. Da die Unterbringung der Massen gerade im Braunkohlentagebau im Mittelpunkte aller Abraumfragen steht, so ist die Beschäftigung mit dieser Frage dort eine besonders starke. Die Neuerungen in den Geräten und die neueren Verfahren zur Verarbeitung des Bodens auf den Kippen sind geboren aus der Not des Braunkohlentagebaues, die Kippen immer mehr mechanisieren zu müssen, die Kippkosten auf ein Geringstmaß herabzudrücken.

Durch die Einführung der Selbstentlader hatte man die Kippmannschaft bis auf die wenigen Leute einschränken können, die notwendig waren zum Einplanieren der Kippe und zum Rücken des Kippgleises, also durchschnittlich 12 bis 15 Mann, bei schwerem Boden noch oft bis zu 20 Mann mehr. Das Bestreben, die mühseligste Arbeit auf der Kippe, nämlich das Einplanieren und Wegschaffen des gekippten Bodens, das bei schwerem Boden den Hauptteil der Kippmannschaft in Anspruch nahm, der Handarbeit zu entziehen, brachte den Planier-(Kippen)pflug hervor, so daß die Kippmannschaft jetzt außer dem Kippen der Züge nur noch das Rücken, sowie das Regeln und Stopfen der Kippgleise zu besorgen hat. Der Becksche Planierpflug hat sich auch auf Baubetrieben wohl allgemein ein-

geführt — bald in schwererer, bald in leichterer Ausführung —, wobei die Einstellung der Pflugscharen jeder Kipprichtung entsprechend stattfinden kann. Abb. 8a u. b zeigen schematisch die Pflugarbeit, einmal den Pflug bei Herstellung einer tiefen Rinne mit 30° Böschung vor den Schwellenköpfen und das andere Mal beim Aufplanieren der Böschung. Die abgebildeten Pflüge sind eine besonders große Type mit 3,60 m Ausladung, von Mitte Gleis gerechnet, die eine Zugleistung von 400 bis 500 PS voraussetzen, um ihre volle Wirkung zu erzielen. Diese Type wird auf mitteldeutschen Braunkohlenwerken jetzt eingeführt, um da und dort die teuren Absetzer zu sparen. Die Normalpflüge für Baubetriebe haben eine Ausladung von 2,60 m und erfordern eine Zugleistung, je nach der Schwere des Bodens, von 170 bis 260 PS, können also mit den gewöhnlichen, bei Baubetrieben üblichen Lokomotiven bewegt werden. Die Wirkung eines Pfluges ist um so größer, je größer die Zugkraft. Bei den Großpflügen geschieht die Einstellung der hinteren Drehpunkte der Hauptscharen durch die in der Abbildung deutlich ersichtlichen Schleusenwinden, so daß die Einstellung der Scharnierdrehpunkte auf irgendeine Höhe nur wenige Sekunden erfordert. Bei den kleineren, bei Baubetrieben üblichen Typen geschieht diese Höhenverstellung etwas zeitraubender durch Spindeln.

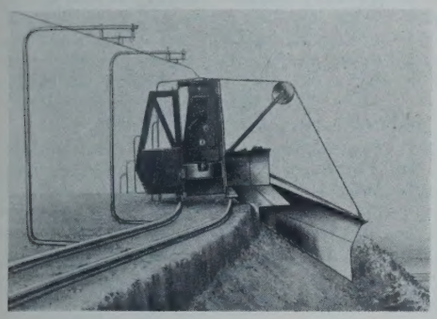


Abb. 8a.

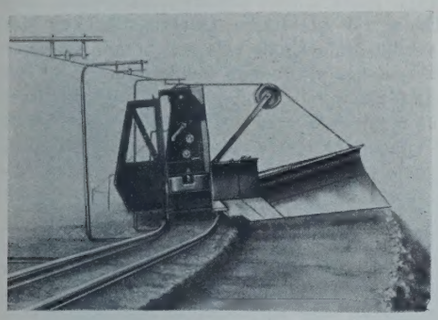


Abb. 8b.

Der Planierpflug kann bei leichterem Boden und in leichterer Ausführung von dem die Kippe befahrenden Zug bei der Hin- und Rückfahrt in Tätigkeit gesetzt werden. Bei schwererem Boden und in größeren Betrieben ist es unbedingt erforderlich, daß der Pflug durch eine besondere Lokomotive bedient wird. Es können dann durch einen Pflug hintereinander mehrere Kippen bedient werden, da bei genügender Länge jede Kippe nach richtigem Durchpflügen längere Zeit so aufnahmefähig bleibt, daß sie eine größere Anzahl Züge abnehmen kann. Der Pflug wird dann von Kippe zu Kippe gefahren. Die Zahl der von ihm zu bedienenden Kippen hängt ab von der Länge und Höhe, sowie von der Zugfolge auf jeder einzelnen Kippe. Vorsicht ist geboten beim Vorrücken auf die frische Schüttung, daher auf eine Zuglänge nicht mehr als 2 bis 3 Züge zu kippen und dann bereits Gleisrücken. Der Planierpflug ist das wertvollste Hilfsgerät bei der Verarbeitung von Bodenmassen geworden.

Absetzgeräte.[8])

Der Betrieb jedes Braunkohlentagebaues verlangt baldmöglichst wieder die Verkippung der ausgekohlten Feldteile. Bei Anwendung der Handkippe geschieht die Zuschüttung allmählich in einzelnen Lagen von 4 bis 5 m Höhe. Hierzu sind für die untersten Lagen große Entwicklungslängen zur Überwindung der Tiefe erforderlich. Im rheinischen Tagebau mit seinen Flözstärken von oft 80 bis 100 m und der geringen Decke von 10 bis 15 m war es bis dahin unmöglich, in absehbarer Zeit nach einem Tagebauaufschluß die Entwicklungslänge zur Abfahrt der Massen in den Tagebau zu finden. Es mußten 10 Jahre und mehr vergehen, bis die Möglichkeit einer Abfahrt geschaffen werden konnte. Das Studium der Frage, wie die Massen früher in dem ausgekohlten Tagebau untergebracht werden könnten, schuf schließlich das Absetzgerät, das die Verstürzung von Massen aus großer Höhe ermöglichen sollte.

Die Wiederzufüllung des ausgekohlten Tagebauteiles war nun in kürzerer Zeit nach dem Aufschluß möglich als bisher, da jetzt mit dem Einstürzen der Massen begonnen werden konnte, sobald die Kohlenförderung so weit vorgeschritten, daß die von oben verstürzten und nachrutschenden Massen den Kohlenstoß nicht mehr erreichen konnten.

Die ersten Absetzapparate waren in ihrer Leistung natürlich noch beschränkt. Der gekippte Boden wurde von einer Schaufelkette erfaßt und die Kippböschung hinabgeschoben. Da man sich über die zulässige Höhe einer Absetzkippe noch im unklaren war, wurde die Kippe von Anfang an durchweg zu hoch angelegt. Das Verkippen ging gut, solange die Gleise der Absetzer noch auf gewachsenem Boden standen. Sobald die Gleisanlagen jedoch auf die frische Schüttung gerückt werden mußten, traten bald früher, bald später je nach der Höhe der Kippe und je nach der Bodenart große Rutschungen ein, die manchmal die ganze Absetzergleisanlage nebst Absetzer selbst mit sich rissen. Bei dem geringen Gewicht der ersten Apparate und den verhältnismäßig leichten Gleisanlagen verliefen diese Unfälle noch verhältnismäßig harmlos.

Nachdem nun aber einmal die grundsätzliche Verkippungsmöglichkeit von größerer Höhe aus feststand, nahm die Entwicklung der Absetzgeräte auf Grund der ersten Erfahrungen und der ständig verfolgten fortlaufenden Betriebsergebnisse einen raschen Aufschwung. Unter Beibehaltung ihrer Form und Arbeitsweise wurden zunächst die ersten Geräte in der Leistung und in der Ausladung vergrößert, um zur Verringerung der Rutschgefahr den Boden so weit als möglich von der Kippkante wegzubringen und die Bodenvorlagerung vor der jeweiligen Kippgleislage so breit als möglich zu gestalten.

Die ersten Absetzgeräte besaßen keine Durchfahrt für die Züge. Jeder auf die Kippe kommende Zug konnte also nur bis an den Apparat selbst heranfahren. Den Zügen stand also die ganze Länge der Kippe nur zur Verfügung, wenn der Absetzer unter Aussetzen seines Betriebes bis nach dem Ende der Kippe fuhr. Mit der Schaffung einer Durchfahrtmöglichkeit unter dem Absetzer konnten die Züge auf der vollen Ausdehnung der Kippe verstürzen, ohne den Betrieb des Absetzers zu stören.

Die Forderung, die Absetzerleistung entsprechend der gesteigerten Förderleistung der Bagger zu heben, bedingte den Ersatz der bisherigen Schaufeln durch Baggereimer, so daß ein solcher Absetzapparat (Abb. 9) ein in verkehrter Richtung arbeitendes Baggergerät darstellt, dessen praktische Leistung aber, was beim Vergleich der in den Tabellen für Bagger und Absetzer angegebenen theoretischen Leistungen zu berücksichtigen ist, immer eine ganz erheblich größere sein wird als die des Baggers mit gleich großen Eimern, da der Absetzer keinen gewachsenen, sondern bereits gelockerten Boden zu bewegen hat. Mit der Verlängerung der Leiter wurde die Vorschüttung vor dem Kippgleis immer breiter, das Maß des jeweiligen Vorrückens des Absetzergleises immer größer. Damit war auch der Forderung, die Zeit für das Vorrücken der Absetzergleise, das immer einen Stillstand des Absetzerbetriebes bedeutete, auf ein Mindestmaß zu beschränken, zum Teil schon Rechnung getragen. Eine Schwierigkeit lag in der zeitraubenden und den Betrieb aufhaltenden Herstellung des Planums vor der alten Absetzergleisanlage. Heute sind die Absetzer alle so konstruiert, daß infolge der Möglichkeit des Hebens und Senkens der Eimerleiter ein vollständig ebenes Gleisplanum vor der jeweiligen Kippanlage ohne jede Unterbrechung des Betriebes geschaffen wird, so daß das Vorrücken des Absetzergleises mittels Gleisrückmaschine verhältnismäßig wenig Zeit in Anspruch nimmt.

Die gebieterische Forderung des Verstürzens aus großer Höhe, um umfangreiche Fahrgleisanlagen zu sparen, blieb immer bestehen. Die Sturzhöhe blieb jedoch bei der Bauart mit Eimerleiter beschränkt, weil die Länge der Eimerleiter, die Ausladung des Absetzers, bei dem großen Gewicht einer Eimerleiter immer beschränkt bleiben mußte. Es gingen und gehen noch die Meinungen darüber auseinander, ob es zweckmäßig ist, den Abwurf der Massen auf die Kippböschung zuzulassen, oder ob gefordert werden soll, den Abwurf des Bodens erst vor dem Fuß der Kippböschung vorzunehmen. Wenn der zweite Grundsatz gelten sollte, dann müßten allerdings die Eimerkettenabsetzer fast alle ausscheiden, denn ein Austreiben des Bodens aus der Kippe findet immer statt und

[8]) Vgl. „Die Bautechnik" 1927, Heft 23; S. 356, Heft 48, S. 694.

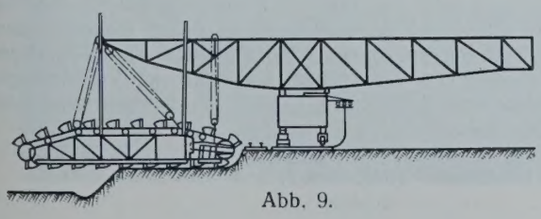


Abb. 9.

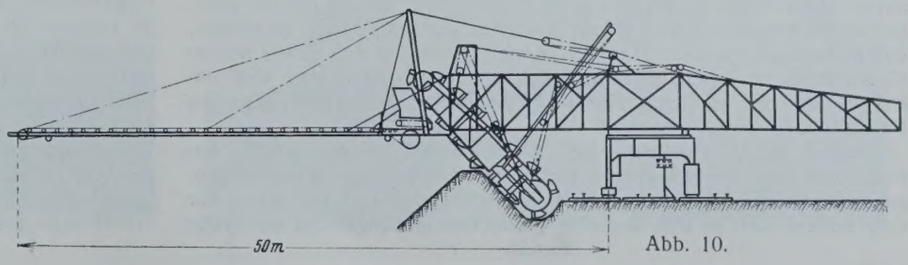


Abb. 10.

Tabelle III. Absetzapparate.

Type	Fester Absetzer mit Schaufeln	Mit Eimerkette ohne Förderband			Mit Eimerkette und Förderband					
	A I / S 8	AD / E 14/200	AD / E 23/500	AD / E 23/600	AD m.Tr. / E 27/250	AD m.Tr. / E 35/400	AD m.Tr. / E 35/400	AD m.Tr. / E 40/600	AD m.Tr. / E 50/600	AD m.Tr. / E 28/400
Abstand vom Mittelpunkt des vorderen Drehgestells bis zur Abwurfstelle m	8	14	23	23	27	35	35	40	50	28
Der Oberbau der Konstruktion mit Eimerleiter und Förderband ist . .	feststehend	feststehend	feststehend	nach jeder Seite um 40° schwenkbar	nach jeder Seite um 40° schwenkbar	feststehend	nach jeder Seite um 40° schwenkbar	nach jeder Seite um 40° schwenkbar	drehbar um 360°	Oberbau und Eimerl. feststt. Förderband schwenkbar
Eimerinhalt l	—	200	500	600	250	400	400	600	600	400
Schüttungen/min.	60	25	28	28	30	28	25	28	28	30
Theoretische Leistung . . . . m^3/h	—	300	840	1000	450	670	600	1000	1000	720
Breite des Förderbandes . . . . m	—	—	—	—	0,9	1,0	1,0	1,2	1,2	1,1
Leergewicht ohne elektrische Ausrüstung und ohne Ballast. . . t	28,5	58	130	146	116	135	178	294	365	107
Gewicht der elektr. Ausrüstung . t	2	10	10	12	10	10	10	18	22	10
Ballast . . . . . t	2,5	25	33	42	36	40	56	71	118	15
Gesamtdienstgewicht . . . . . t	33	93	173	200	162	185	246	383	505	132
Stärke des Hauptmotors . . . PS	60	70	120	160	90	120	100	170	170	100
Stärke der Fahrmotoren zus. . PS	—	25	50	50	50	50	50	60	90	50
Stärke der Nebenmotoren zus. PS	—	15	55	55	90	70	115	180	330	27
Gesamte installierte Leistung . PS	60	110	225	265	230	240	265	420	590	177
Anzahl der Achsen vorn	4	6	8	8	8	8	12	16	16	6
„ „ „ hinten		4	6	8	6	6	8	8	12	6
Achsdruck . . . . . t	4,1	5,8	7,9	8,3	7,4	8,4	7,7	8	9	7,3

demzufolge auch ein Abstürzen des Bodens auf die ausgetriebenen Massen.

Die Entscheidung über die zweckmäßigste Art der Verkippung hängt ganz ab von der Beschaffenheit des Bodens, vom Untergrund der Kippe, vom Wassergehalt des Bodens und der Kippfläche. Immerhin wird es von Wert sein, den Boden zunächst soweit als möglich abzustürzen, daß außerhalb des Fußes der Kippe ein allmählich in die Höhe wachsender, die späteren Massen abstützender Damm gebildet wird. Für solche großen Ausladungen werden Bandabsetzer (Abb.10) verschiedener Art konstruiert, bei denen durch eine vor oder hinter dem Absetzer angebrachte Eimerleiter der Boden von den Eimern zunächst gefaßt, sodann auf das Förderband geschüttet und durch dieses in möglichst großer Entfernung von der Kippstelle verstürzt wird. Durch diese Anordnung konnten höhere Kipphöhen erzielt werden. Bei schwererem, zu Rutschungen neigendem Boden war durch die große Ausladung die Möglichkeit gegeben, die Vorschüttung vor der Kipplage immer breiter zu machen. Die Kippgleise wurden, was bei gutem Boden und trockenem Untergrund möglich wäre, nach Beendigung einer Kipplage nicht mehr bis auf die Kante der neuen Kippe vorgerückt, sondern je nach der Bodenart, dessen Verhalten auf der Absetzkippe man inzwischen kennengelernt hatte, nur so weit vorgerückt, daß der dann noch vorliegende Boden ein schädliches Abrutschen der Kippe verhindern konnte. Die Absetzapparate in ihrer größten Ausführung mit der Kombination „Eimerkette und Förderband" wurden immer vollkommener und mit Rücksicht auf die Notwendigkeit einer vielseitigeren Verwendung bald mit schwenkbarem Transporteur, ja schließlich mit einer Schwenkungsmöglichkeit der gesamten Oberkonstruktion einschließlich Eimerleiter und Förderband hergestellt (Tab. III).

Für die Anwendung in Baubetrieben hat der Absetzer erst mit seiner Verwendungsmöglichkeit als Hochabsetzer größere Bedeutung bekommen. Bei Neuaufschlüssen in der Braunkohle hatte sich gezeigt, daß trotz der vorgeschrittenen Vollendung in der Bauart der Absetzer erst mehrere Millionen m^3 auf Halde geschüttet werden mußten, bis die vorgeschrittene Auskohlung ein Verstürzen im Tagebau gestattete. Es mußten also größere Flächen der angrenzenden Kohlenfelder oder sonstiges wertvolles Kulturland mit diesen ersten Massen belegt werden. Durch Einführung des leicht beweglichen und auch nach der Höhe leicht verstellbaren Transportbandes wurde die Möglichkeit des Hochabsetzens geschaffen, so daß die notwendigen Massen dadurch auf verhältnismäßig kleiner Fläche untergebracht werden konnten. Damit war aber auch das Gerät geschaffen, das für den Bauingenieur bei der Herstellung von gewöhnlichen Seitenablagerungen von großem Nutzen sein konnte, das ihm aber auch die Herstellung von sonstigen Hochschüttungen wie Staudämmen, großen Kanaldämmen u. dgl. gestattete.

Wann die Verwendung eines Absetzers bei dessen großen Anschaffungskosten im Baubetriebe wirtschaftlich ist, bedarf besonders eingehender Überlegungen. Der Absetzerbetrieb wird sich vor allem nur dort lohnen, wo es sich um eine große Gesamtmenge und um große Schichtleistungen handelt. Denn die praktische Leistungsfähigkeit der Absetzapparate kommt nahe an die theoretische Leistung heran, wo diese nicht durch Rutschungen und andere Störungen behindert wird. Ein Absetzapparat wird meistens die Massen von mehreren kleineren oder zwei großen Baggern aufnehmen können, deren praktische Leistungsfähigkeit fast immer wesentlich hinter der theoretischen zurückbleiben wird. Die Vorteile des Absetzerbetriebes liegen dann auf der Hand. Den Anlage-, Abschreibungs- und Unterhaltungskosten des Absetzerbetriebes einschließlich der Anlage und der Unterhaltung der Absetzergleisanlagen mit der Bedienung des Absetzers selbst sowie einer einzigen Kipp- und Gleisbedienungsmannschaft sind gegenüberzustellen die Anlage- und Unterhaltungskosten der Fahrgleise zu den Kippen der verschiedenen Bagger, der Kippgleise selbst, die Kosten für die Belegschaft der einzelnen Kippen, die Kosten für die größeren Transportweiten bei einer größeren Anzahl von Kippen, die Kosten für umfangreicheres rollendes Material. Zu berücksichtigen ist ferner, daß bei Dammhochschüttungen das Schütten in niederen Lagen durch den Bergtransport der Massen — abgesehen von den ständigen Gleisverlegungs- und Hebearbeiten — Kosten verursacht, die durch den nach jeder Richtung beweglichen, die einzelnen Lagen in jeder gewünschten Stärke schüttenden Absetzer herabgedrückt werden können.

Die heute auf verschiedenen Braunkohlentagebauen im Betrieb befindlichen Abraumförderbrücken können im Baubetriebe keine Anwendung finden, dagegen ist es nicht ausgeschlossen, daß Kabelbagger, wie sie jetzt im Tagebaubetriebe allerdings noch ganz vereinzelt zur Verwendung kommen, auch in Baubetrieben einmal Verwendung finden können[9]). Im Grundsatze auch bei Baubetrieben verwendbar sind die großen, in Tagebaubetrieben angewendeten Spülkippen. Die Spülkippe erfordert das Vorhandensein einer Spülfläche sowie von genügend Spülwasser. Wo im Braunkohlentagebau ein ausgekohlter Tagebau oder auch schon sehr große Flächen eines im Betrieb befindlichen Tagebaues vorhanden sind, kann mit einer Spülkippe die Höchstleistung, die auf einer Kippe überhaupt möglich ist, erzielt werden. Das Spülwasser wird der Kippe in einer etwa 300 mm weiten Rohrleitung, die hinter dem Kippgleis verlegt wird, zugeführt und durch 2 bis 3 m voneinander entfernte Rohrstutzen, die durch Schieber einzeln absperrbar sind, an die Kippböschung geleitet. Der gekippte Boden wird sofort von dem Wasserstrahl mitgenommen und abgeschwemmt. Um die Wirkung des Wasserstrahles zu steigern, wird nur auf eine Länge von drei bis fünf Wagen gekippt und werden die Rohre auch nur auf dieser Strecke geöffnet. Der Zug fährt langsam über die Kippstelle, so daß die einzelnen Wagen bequem hintereinander entleert werden können. Der Grundsatz dieser Spülkippe wird sehr wohl Verwendung finden können, wo es sich um Verstürzungen von Massen, beispielsweise in Dämmen, handelt, die gewissermaßen eingeschlämmt werden müssen.

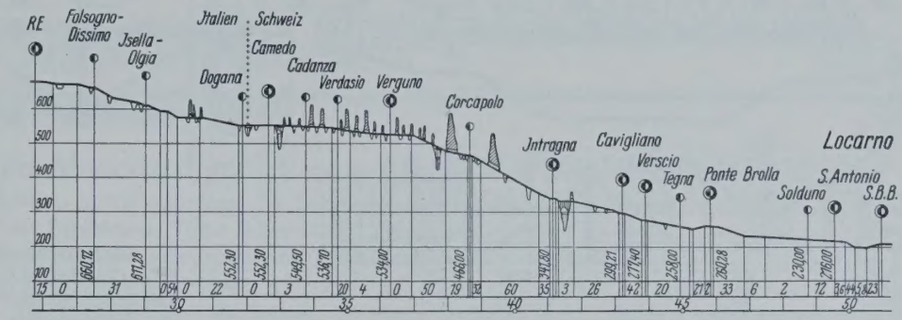
[9]) Vgl. „Die Bautechnik" 1923, Heft 1, S. 3.

Vermischtes.

Die Centovalli-Bahn Locarno—Domodossola. Die Centovalli-Bahn verbindet, wie die „Schw. Bztg." 1929 vom 6. Juli mitteilt, die Simplon- mit der Gotthardbahn, wodurch eine unmittelbare Verkehrslinie zwischen der Schweiz und dem Tessin geschaffen ist. Die Strecke ist als eine Meterspurbahn durchgehend auf eigenem Bahnkörper angelegt. Die Betriebslänge zwischen Bahnhof Locarno und Bahnhof Domodossola beträgt 52 km. Das zerrissene Gelände erforderte eine große Zahl von Brücken- und Tunnelbauten sowohl auf schweizerischem als auch auf italienischem Gebiete. Als Mindesthalbmesser wurde auf der schweizerischen Strecke 60 m, auf der italienischen Strecke 50 m vorgeschrieben. Über das gewählte Verhältnis zwischen Kurven und Geradstrecken wird in dem Bericht eine besondere Tabelle dargeboten. Das größte Gefälle im Längsprofil von 60 ‰ wurde bei 9 % der Gesamtstrecke angewendet und ein Ausrundungshalbmesser von $R = 1000$ m für die Gefällewechsel vorgesehen.

Die größeren Kunstbauten bestehen hauptsächlich aus gemauerten Viadukten mit Halbkreisgewölben, und zwar hat die gesamte Linie 72 Überbauten mit Öffnungen von 5 bis 46 m Spannweite, von denen nur drei in Eisen ausgeführt sind. Über die eisernen Überbauten und deren Belastungsproben hat die „Schw. Bztg." bereits früher eingehend berichtet (Bd. 79, Januar 1922, S. 79). Die gemauerten Brücken sind im wesentlichen aus Gneis und Granit hergestellt.

Einen Teil der Bahnlinie zeigt Abb. 1 in Lage und Höhenplan, während Abb. 2 einen Viadukt mit



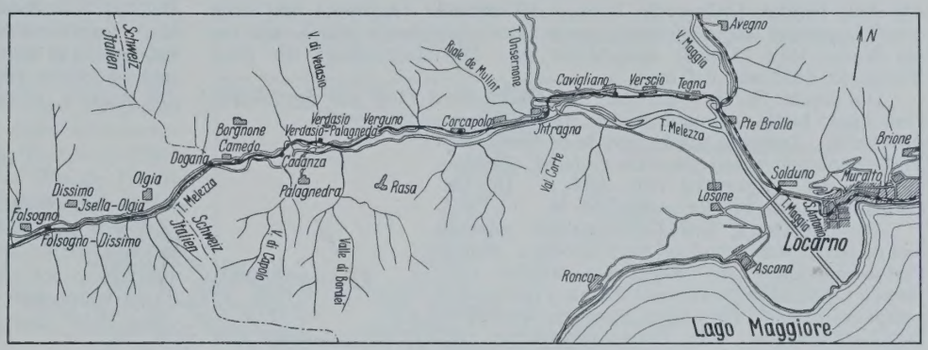


Abb. 1. Strecke Re—Locarno.

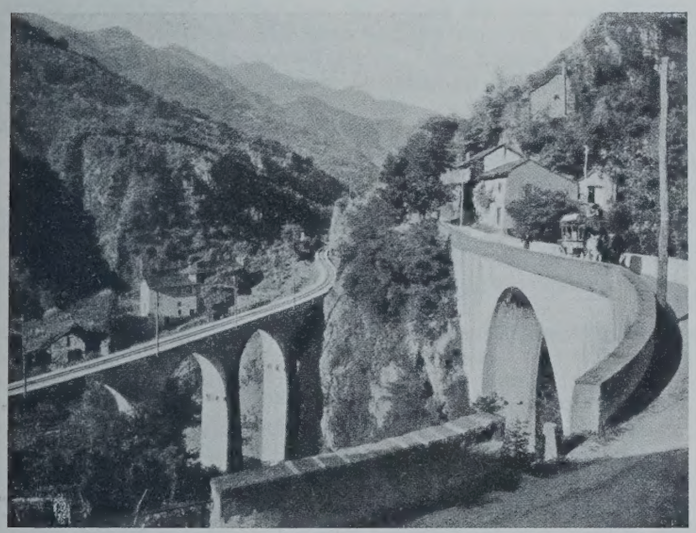


Abb. 2.

der daneben laufenden Poststraße veranschaulicht. Im Centovalli war eine größere Anzahl von Tunneln erforderlich, deren größter 342,5 m lang ist. Die auf schweizerischer Seite angeordneten 20 Tunnel messen insgesamt 4165 m; auf italienischer Seite sind 10 Tunnel mit 923 m Gesamtlänge vorgesehen. Die Unterbaunormalien lehnen sich an die der Rhätischen und der Berninabahn an. Die Planumbreite auf schweizerischem Gebiete ist 3,6 m, auf italienischem 3,9 m; das Schotterbett mißt 2,4 m Breite. Zs.

Erneuerung zweier alter Eisenbahnbrücken in Cambridgeshire. Auf den beiden Bahnzweigen nach Ely und Peterborough (L. N. E. R.) waren nach einem Bericht in „The Railway Engineer" die alten, teils aus Holz bestehenden Bahnbrücken über den New-Bedford- und Old-Bedford-Fluß für den neuen Betrieb mit erhöhten Achslasten nicht mehr ausreichend. Die im Jahre 1846 erbauten alten Brücken führten die zweigleisige Bahn über die Flußbetten und über das in beiden Fällen zu beiden Seiten der Flüsse anschließende, niedrig gelegene Gelände. Die Brücken werden mit Nr. 1813 und Nr. 1814 bezeichnet.

Die über den New-Bedford-Fluß führende Brücke Nr. 1813 hatte eine Hauptöffnung von 36,8 m, die von schmiedeisernen Kastenträgern überquert wurde, und ferner zwei daran anschließende Seitenöffnungen von je 12,2 und 13,7 m Weite, zu deren Überbrückung einfache schmiedeiserne Vollwandträger verwendet waren. Zu beiden Seiten dieses eisernen Teiles

Abb. 1.

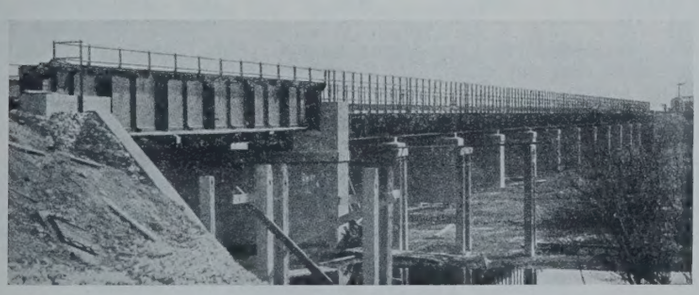


Abb. 2.

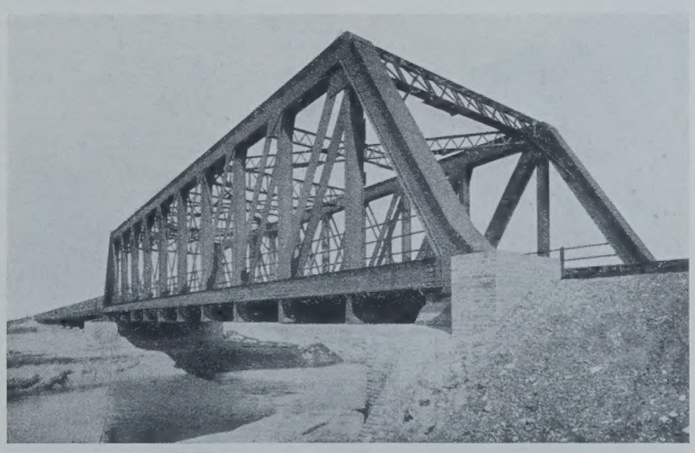


Abb. 3.

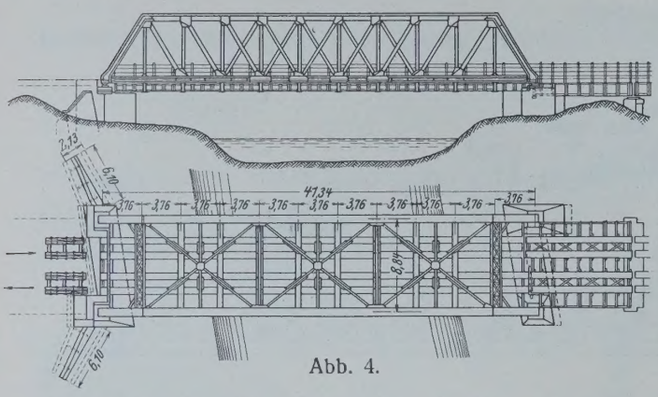


Abb. 4.

der alten Brücke 1813 waren 16 bzw. 23 hölzerne Tragwerke von etwa 6 m Spannweite angeschlossen, deren Form in gleicher Weise wie bei der Brücke 1814 (Abb. 1) ausgebildet war. Die Gesamtlänge der alten Brücke Nr. 1813 war 316 m.

Die Brücke Nr. 1814, die über den Old-Bedford-Fluß und den Delph-Fluß führt, hatte ursprünglich drei schmiedeiserne Abschnitte. Zwischen diesen und in den seitlichen Verlängerungen waren ebenfalls einfache, hölzerne Sprengwerke vorgesehen (vgl. Abb. 1). Die Gesamtlänge dieser Brücke betrug 386 m.

Die Erneuerung beider Brückenläufe geschah nun in der Weise, daß über die Flußbetten gleiche Fachwerkparallelträger vorgesehen wurden (vgl. Brücke 1813, Abb. 3), während die über das niedrig gelegene Gelände führenden Strecken teils durch Dammschüttungen, teils durch gleichartige vollwandige Paralleträger aus Stahl unterstützt wurden (Abb. 2).

Die für beide Flußbrücken verwendeten Fachwerkträger sind in Grund- und Aufriß in Abb. 4 dargestellt, während Abb. 5 Schnitt und Grundriß der für beide Brücken verwendeten seitlichen Brückenträger zeigt. Zs.

Bau einer Staumauer für das Elektrizitätswerk in Waterville. Bei dem Bau einer 60 m hohen, in einzelnen Abschnitten ausgeführten, bogenförmigen Stauwand in den Great Smokey-Bergen, Nord Carolina, wurde nach Eng. News-Rec. vom 6. Juni das beim Aushube der Fundamente gewonnene Gestein als Zuschlag für die Betonierung verwandt. Grundriß und Einzelquerschnitte der Stauwand sind aus Abb. 1 ersichtlich. Die einzelnen Abschnitte der Bogenmauer sind etwa 15 m breit, die Mauerhöhe über der Talsohle beträgt 61 m. Zwischen den Abschnitten wurden zunächst 2,4 m breite Schlitze freigelassen, die erst später in der kalten Jahreszeit ausgefüllt wurden, nachdem sich der Beton der vorher errichteten Bogenabschnitte zusammengezogen und abgebunden hatte. Das Einfüllen des Baustoffes für die Bogenabschnitte sowie für deren Zwischenräume geschah mittels elektrischer Drehkrane, wie aus Abb. 2 ersichtlich ist, und zwar in den unteren Teilen der Wand in dickeren Schichten als in den oberen. Steinbrecher und Mischmaschinen waren seitlich am Abhang aufgestellt, von wo aus der Beton auf Transportwagen am fertigen Teil der Mauer entlang bis zur Verwendungsstelle geschafft wurde. Das gewonnene Gestein wurde zunächst durch Steinbrecher grob gebrochen, dann nach Siebung noch mehrmals auf feinere Korngrößen gemahlen. Zs.

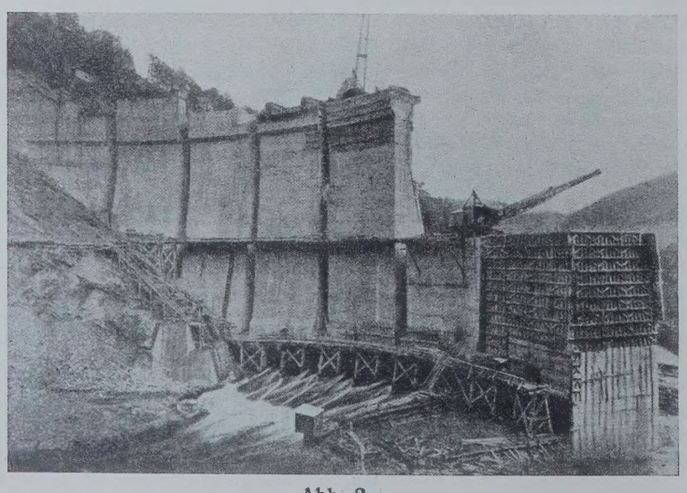


Abb. 2.

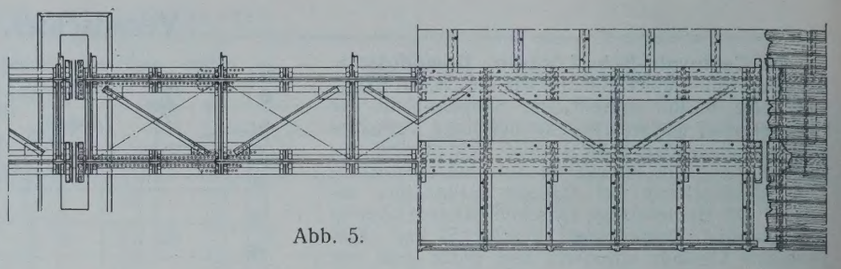


Abb. 5.

Technische Hochschule Aachen. Im Laufe der letzten Jahre ist an der Hochschule ein Zement- und Betonlaboratorium eingerichtet worden, das dem Unterricht der Studierenden, wissenschaftlichen Forschungen und den Bedürfnissen der Praxis dienen soll. Das Laboratorium untersteht der Leitung von Prof. Domke; es enthält sämtliche Einrichtungen zur Prüfung von Zement, Beton und Eisenbetonkörpern. Die vorhandene Universalprüfmaschine gestattet Kraftäußerungen bis zu 500 t. Das Laboratorium befindet sich in den Räumen des Bauingenieur-Laboratoriums und ist bereits einige Zeit in Betrieb. Die Einweihung hat in Verbindung mit anderen neuen Hochschulinstituten am 27. Oktober stattgefunden.

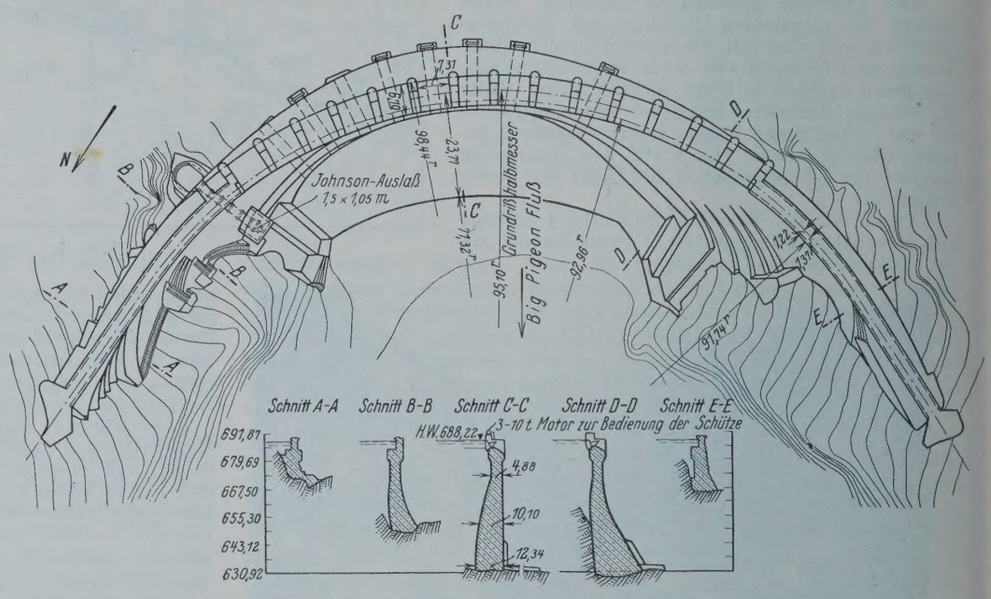


Abb. 1. Grundriß und Querschnitte der Waterville-Staumauer.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Verfahren zur Sicherung von Böschungen. (Kl. 19c, Nr. 472 752 vom 20. 8. 1925 von Fritz Federl in Berlin-Schlachtensee.) Die natürliche Standfähigkeit des angeschnittenen Erdreiches zeigt zwei verschiedene Grenzwerte: die Anfangsstandfähigkeit und die Beharrungsstandfähigkeit. Das Verfahren besteht darin, daß die in einer höchstens der Anfangsstandfähigkeit des frisch angeschnittenen Bodens entsprechenden Steilheit hergestellte Böschung in einem Arbeitsgang oder in mehreren untereinander liegenden Abschnitten durch eine Schutzschicht befestigt und dann durch eine Verblendmauer abgedeckt wird.

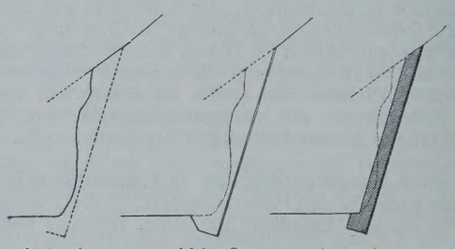


Abb. 1. Abb. 2. Abb. 3.

Die abgearbeitete Fläche wird übergossen oder bespritzt mit einer Flüssigkeit oder einem Brei, der während der Bauzeit den damit überzogenen Boden vor Verwitterung schützt. Abb. 1 zeigt eine Baugrube in losem Kies mit endgültiger Böschung (gestrichelt!), in Abb. 2 ist der volle Aushub gezeichnet, wobei die ganze abgetragene Böschung durch eine Schutzhaut gesichert ist, Abb. 3 zeigt die fertige Mauer, die vor die Schutzhaut betoniert wird.

INHALT: Bemerkenswerte neue Brückenbauten in Beton und Eisenbeton bei Stettin. — Über Rampen- und Bahnsteigmauern. — Die heutige Groß-Erdbautechnik. (Schluß.) — Vermischtes: Centovalli-Bahn Locarno—Domodossola. — Erneuerung zweier alter Eisenbahnbrücken in Cambridgeshire. — Bau einer Staumauer für das Elektrizitätswerk in Waterville. — Technische Hochschule Aachen. — Patentschau.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

7. Jahrgang | BERLIN, 8. November 1929 | Heft 48

Die Vorflutbeschaffung im Moersbachgebiet zwischen Moers und Repelen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaumeister **Schütz,** Linksniederrheinische Entwässerungs-Genossenschaft, Moers,
und Direktor **Dischinger,** Firma Schlüter AG., Dortmund.
(Mitteilung aus dem Arbeitsgebiet der Linksniederrheinischen Entwässerungs-Genossenschaft, Moers.)

Die Niederungen am linken Niederrhein haben von jeher unter sehr mangelhaften natürlichen Vorflutverhältnissen gelitten. Die Bachläufe in den Zuflußgebieten des Rheins und der Maas verlaufen in der Gesamtrichtung von Süden nach Norden, also parallel zu den Hauptvorflutern und haben im allgemeinen ein sehr schwaches Gefälle (1 : 3000). Infolgedessen sind schon bei mittleren Wasserständen weite Flächen der tief liegenden Niederungen überstaut bzw. versumpft. Durch die Folgeerscheinungen des im linksniederrheinischen Industriegebiet umgehenden Bergbaues werden die Vorflutverhältnisse noch verschlechtert, oft sogar vollkommen gestört, so daß stellenweise ausgedehnte Flächen des landwirtschaftlich genutzten Geländes unter Wasser gesetzt werden. Es ist eine der Hauptaufgaben der im Jahre 1913 durch Sondergesetz gegründeten linksniederrheinischen Entwässerungs-Genossenschaft in Moers, für Regelung der Vorflut in dem aus Teilen der Kreise Moers, Geldern, Kleve, Kempen und Krefeld-Land gebildeten Gebiete zu sorgen. Durch die rechtzeitige Gründung der Genossenschaft können in den meisten Fällen die schädlichen Einwirkungen des Bergbaues durch vorbeugende Maßnahmen gemildert bzw. verhindert werden.

In dem von der Genossenschaft aufgestellten Entwurf zur Vorflutbeschaffung im Moersbachgebiet war der Ausbau des 3 km langen Moersbaches zwischen den Ortschaften Moers und Repelen sowie die Errichtung eines Pumpwerkes bei Repelen vorgesehen. Der Entwurf bezweckt die Sicherstellung der Vorflut in diesem Abschnitt auf die Dauer von etwa 20 Jahren unter Berücksichtigung der bisher eingetretenen und der in Zukunft noch zu erwartenden Senkungen.

Die unbedingte Voraussetzung für den Ausbau des Moersbaches war die vorherige Errichtung der Pumpstation bei Repelen, da die vollkommen überstauten und versumpften Niederungen unzugänglich waren und zunächst so weit wie möglich durch Abpumpen trockengelegt werden mußten. Bei den durch Bohrungen festgestellten Untergrundverhältnissen wäre die Ausführung der Gründung für das Pumpwerk mittels Grundwassersenkung die einfachste Lösung gewesen (Abb. 1, 2, 4 u. 4a). Diese Gründungsart konnte jedoch nicht gewählt werden, da durch die Grundwassersenkung die Trinkwasserbrunnen der benachbarten Ortschaft Repelen trockengelegt und infolgedessen erhebliche Ersatzansprüche geltend gemacht worden wären. Nach den Erfahrungen der Genossenschaft erstreckt sich der Wirkungsbereich einer Grundwasserabsenkungsanlage im linksniederrheinischen Gebiet auf einen Umkreis von 800 bis 1000 m. Die Baugrube wurde daher von Geländehöhe ab bis 3,5 m unter die jeweilige Aushubtiefe in den unter der Kiesschicht anstehenden tertiären Sand mit eisernen Spundbohlen System Larssen Profil III abgerammt und mittels eines Greiferkranes unter Wasser ausgehoben. Hierauf sollte unter Wasser eine 2 m starke Schüttbetonsohle mit Schienenbewehrung eingebracht und nach deren Erhärtung die Baugrube leergepumpt und währenddessen der Verbau der Baugrube eingebracht werden.

Nach dem ersten Vorschlag sollten die Spundwände zunächst in Geländehöhe durch einen eisernen, etwa 2,50 m hohen Verbau aus Fachwerkträgern von solcher Stärke ausgesteift werden, daß der für den Aushub vorgesehene Greiferkran über der Baugrube laufen konnte. Hierbei hätte jedoch, wenn auch nur für kurze Zeit, der Wasserspiegel innerhalb der Baugrube bis auf die Verbautiefe abgesenkt und damit ein äußerer Überdruck geschaffen werden müssen, der mit Rücksicht auf die damit verbundene Beunruhigung des Untergrundes vermieden werden mußte.

Die ausführende Firma machte daher den Vorschlag, nach Rammung der Spundwand zunächst den obersten der drei in Holz vorgesehenen Verbauten einzubringen und den Greiferkran durch 12 Eisenbetonpfähle von 40 × 40 cm Querschnitt, die im Innern der Baugrube ebenso tief wie die Spundwände eingerammt werden sollten, zu unterstützen (Abb. 6). Durch das Gewicht der Pfähle mit der Kranauflast sowie durch die Reibung der Pfähle im Boden sollte außerdem ein Gegengewicht gegen den beim Auspumpen der Baugrube entstehenden starken Auftrieb geschaffen werden. Die weiteren zwei Verbauten sollten dann entsprechend dem Leerpumpen der Baugrube eingebracht werden. Dieser

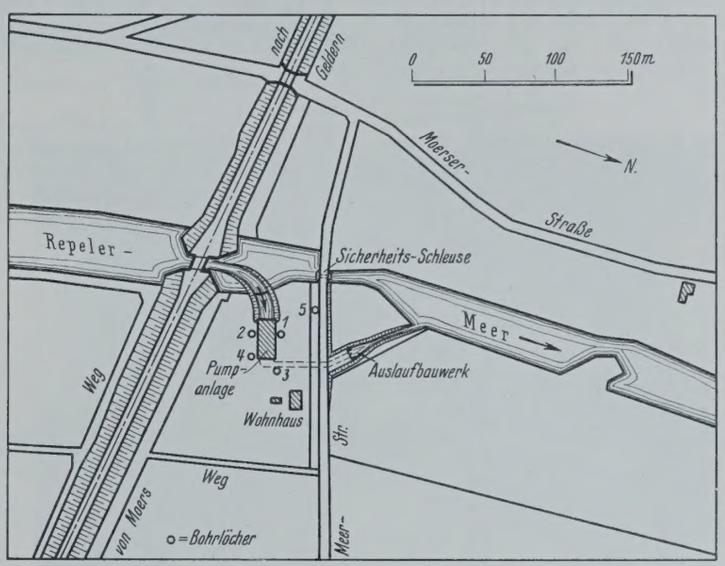


Abb. 1.

Vorschlag kam zur Ausführung. Die Rammung der Spundbohlen und der Eisenbetonpfähle erforderte trotz des eingesetzten schweren Gerätes (4-t-Dampfbär) einen außergewöhnlichen Kraftaufwand (2000 Schläge je Doppelbohle und 4000 bis 5000 je Pfahl), da über dem tertiären Sand eine grobe Kiesschicht bis zu einer Korngröße von etwa 30 cm

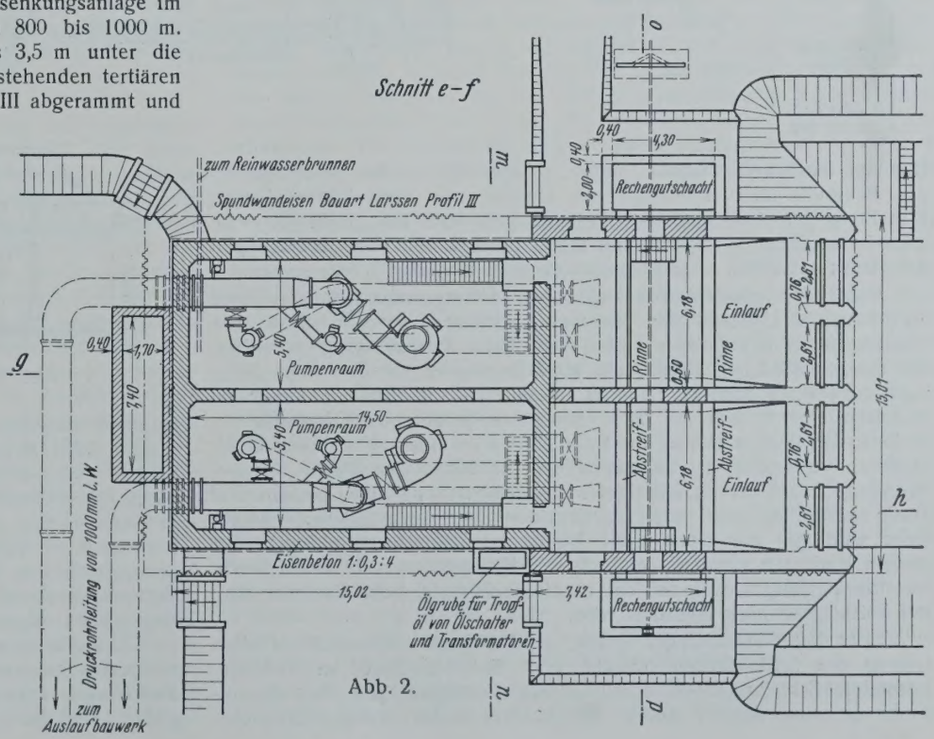


Abb. 2.

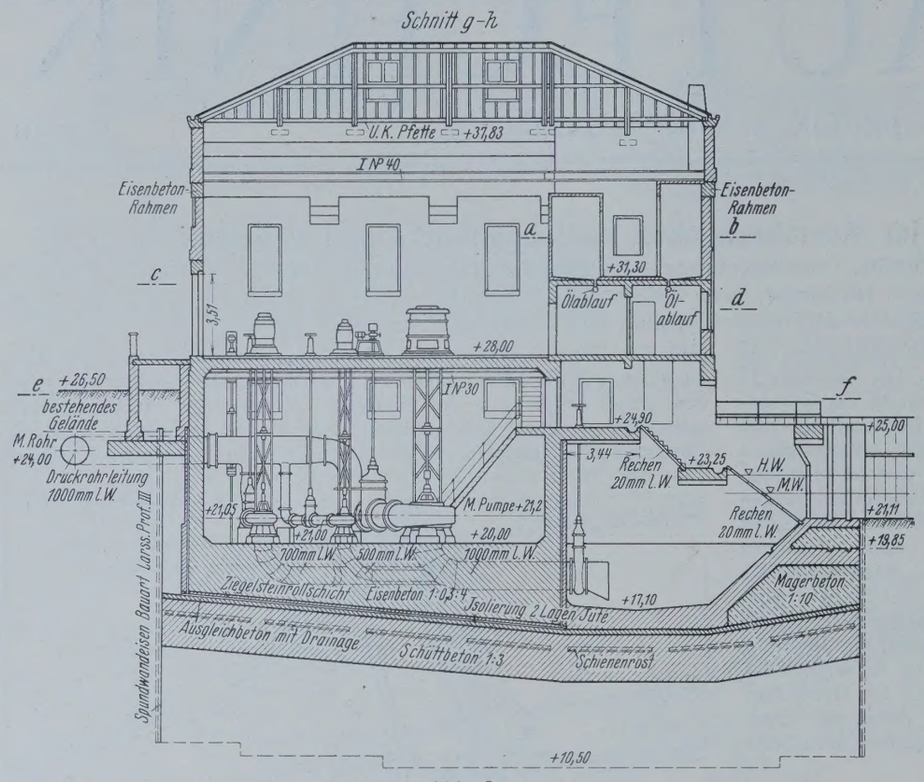


Abb. 3.

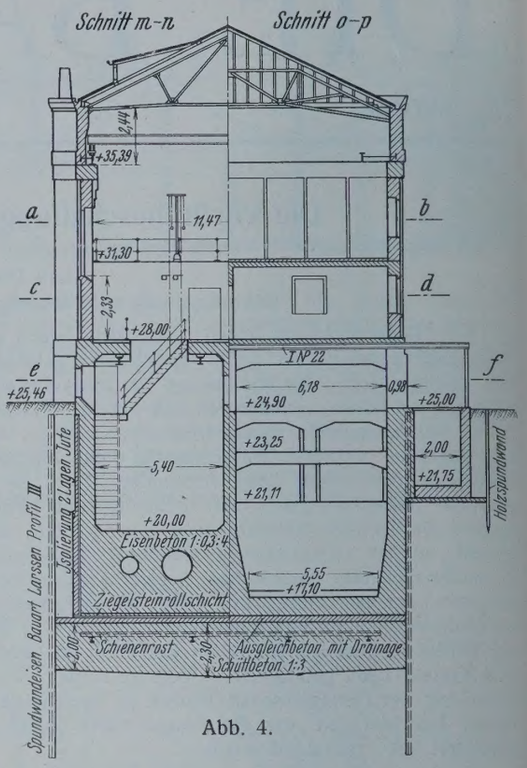


Abb. 4.

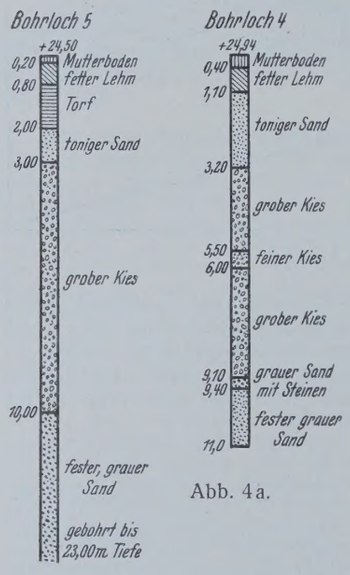
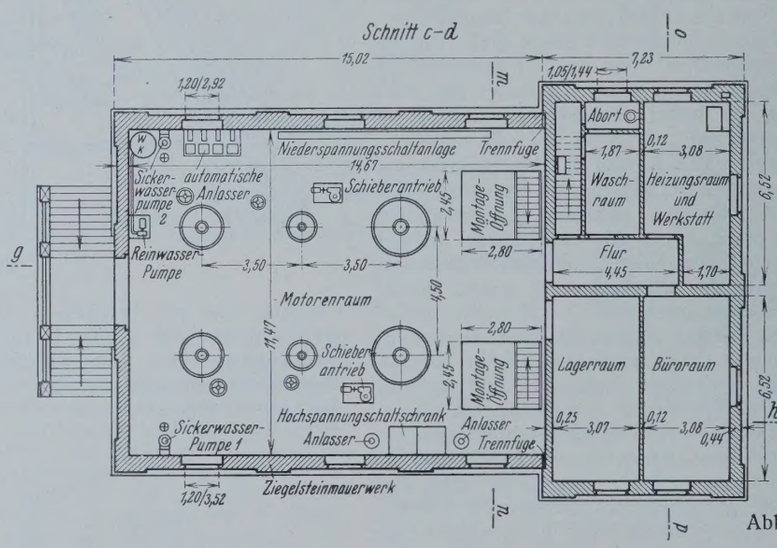


Abb. 4a.



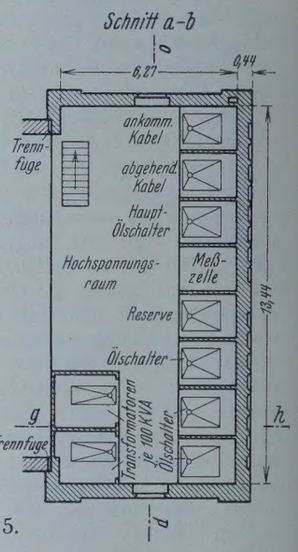


Abb. 5.

Durchm. durchrammt werden mußte. Außerdem wurden beim Aushub der Baugrube zwei Findlinge aus Quarzit von etwa 1,50 m Länge, 1 m Breite und 0,80 m Stärke zu Tage gefördert, die glücklicherweise nicht in der Ebene der Spundwand lagen, da in diesem Falle das Gelingen des Baues gefährdet, mindestens jedoch sehr erschwert worden wäre.

Außer den geschilderten ungünstigen Untergrundverhältnissen wird auch folgender Umstand beim Rammen erschwerend gewirkt haben. Die Führungsnuten der Bohlen füllten sich beim Rammvorgang mit Kies, der durch die nächste Bohle sehr stark zusammengepreßt wurde, da er nicht entweichen konnte. Dadurch entstand eine so starke Reibung, daß mehrfach eine bereits auf Tiefe gerammte Bohle beim Rammen der nächsten Bohle 2 m mit in die Tiefe gerissen wurde. Um diesen Übelstand zu vermeiden, ist zu empfehlen, die Nuten der Bohlen vor der Rammung mit einem elastischen Material (Mischung von Goudron und Teer) auszufüllen und unten durch einen Dorn abzuschließen. Dieser Dorn wird von der Dortmunder Union auf Wunsch mitgeliefert. Bei diesem Verfahren können die Sand- und Kiesmengen nicht mehr in die Nut hineingelangen, während das elastische Material beim Rammvorgang mit Leichtigkeit herausgedrückt wird.

Trotz dieser Hemmungen gelang es, die Spundwände und vor allen Dingen die Schlußbohlen lotrecht und dichtschließend zu rammen. Besondere Schwierigkeiten bereiteten die Eckbohlen, die ohne Rammhaube gerammt werden mußten und außerdem ein geringes Trägheitsmoment aufwiesen. Es erscheint daher zweckmäßig, in Fällen, wo Bohlen großer Länge durch schwersten Boden gerammt werden müssen, den Eckbohlen ein größeres Trägheitsmoment zu geben und vor allem eine besondere Rammhaube auszubilden.

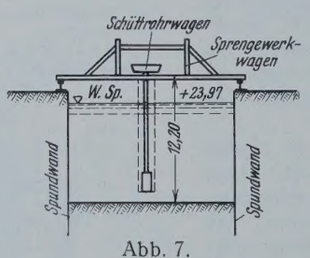


Abb. 7.

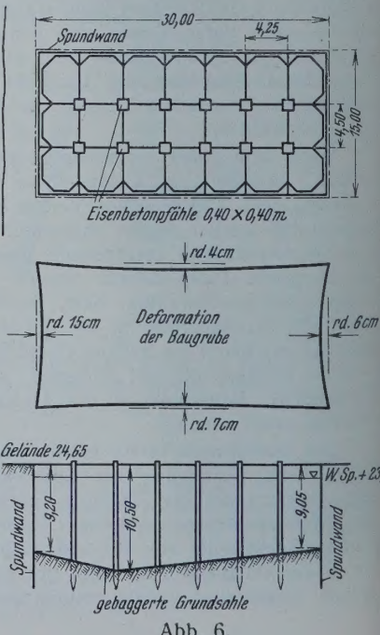


Abb. 6.

Die mit hochwertigem Portlandzement hergestellten, etwa drei Wochen alten Eisenbetonpfähle haben die beim Rammen

aufgetretene starke Beanspruchung fast ohne Beschädigung ausgehalten. Nach Einbringung des obersten Verbaues wurde der Aushub der Baugrube mittels eines Greiferkranes bis zu 11 m Tiefe bewerkstelligt, wobei die Eisenbetonpfähle in 11 m freier Länge die Kranlasten zu tragen hatten.

Die Schüttbetonsohle erhielt eine Stärke von 2 m und wurde sowohl in der Längs- als auch in der Querrichtung des Baues als umgekehrtes Gewölbe ausgebildet. Zur weiteren Sicherung erhielt die Sohle eine obere Bewehrung mit Eisenbahnschienen (s. Abb. 3). Beim Absenken der Schienenroste unter Wasser, das in sieben Teilen geschah, ereignete sich ein störender Zwischenfall insofern, als ein Seil riß und ein Schienenrost sich vollkommen quer stellte. Er war so in

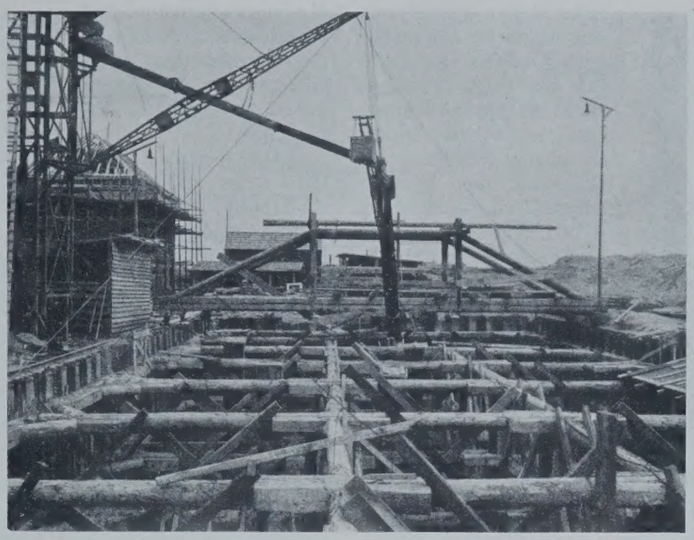


Abb. 8. Aussteifung der Baugrube und Gießturmanlage.

wurden die zum Teil 14 m langen Saugrohre innerhalb der Eisenbetonsohle durch die Verbauten hindurch eingebracht (Abb. 9 u. 13).

Die Spundwände des Hauptbaues, die nur für den Bauvorgang, nicht aber für das Bauwerk selbst erforderlich waren und nach Fertigstellung des Tiefbaues über der Schüttbetonsohle abgeschnitten und gezogen werden konnten, blieben jedoch sitzen, da sie eine erhebliche Sicherung des Bauwerkes gegenüber den durch den Bergbau zu erwartenden Setzungen und Zerrungen darstellen.

Beim Entwurf des Pumpwerkes war in erster Linie der Gedanke der unbedingten Betriebssicherheit maßgebend. Wegen der geringen Förderhöhen und der großen Wassermenge kamen für die Hebung des verhältnismäßig sauberen Bach-

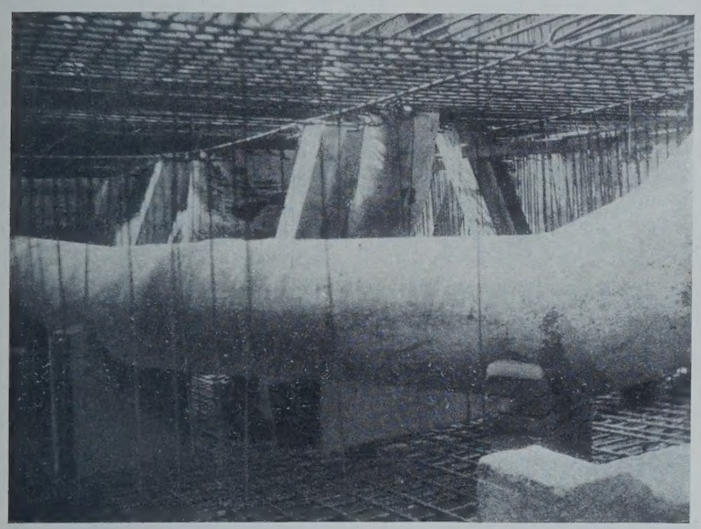


Abb. 9. Obere und untere Eisenbewehrung der Sohle, dazwischen eines der schmiedeisernen Saugrohre (700 mm Durchm.).

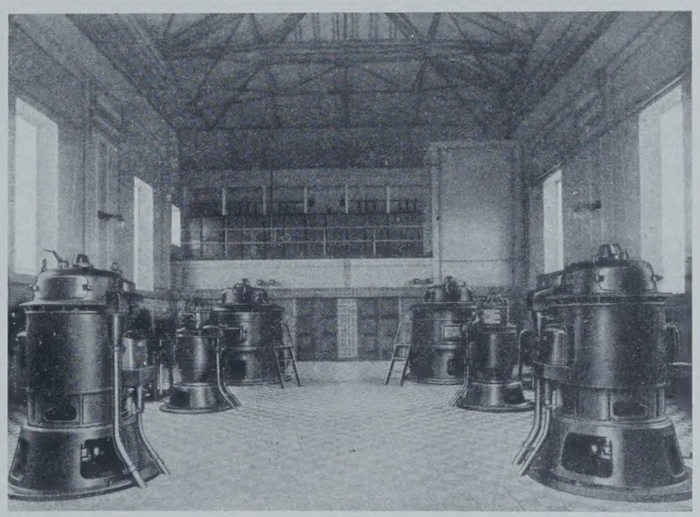


Abb. 10. Motorenraum. Im Hintergrunde oben die Hochspannungsanlage, links unten an der Wand die Niederspannungsanlage.

die Aussteifung der Baugrube eingeklemmt, daß ein Herausziehen nicht möglich war. Obgleich ein Taucher zugezogen war, der den Rost in die richtige Lage bringen sollte, stellte sich nach dem Auspumpen der Baugrube heraus, daß er auf der einen Seite vollkommen aus dem Schüttbeton herausragte.

Der aus hochwertigem Portlandzement in Mischung 1 : 3 hergestellte Beton wurde unter Verwendung von Teleskoprohren eingebracht, deren Fülltrichter mittels einer über dem Bauwerk laufenden Sprengwerkbrücke in der Quer- und Längsrichtung verfahrbar war (Abb. 7). Die Zuführung des Betons zu den Teleskoprohren geschah in ununterbrochenem Tag- und Nachtbetrieb mittels einer Gußbetonanlage, und zwar derart, daß die Teleskoprohre dauernd gefüllt waren; ein Abreißen der Betonfüllung konnte sehr einfach dadurch vermieden werden, daß durch Senkung der Rohre bis zur Betonsohle der Auslauf von Beton verhindert wurde (Abb. 8). Bereits acht Tage nach Fertigstellung der Sohle wurde mit dem Leerpumpen der Baugrube und dem Einbringen der beiden unteren Verbauten begonnen. Da sowohl die Spundwände als auch die Schüttbetonsohle praktisch sozusagen dicht waren, konnte das eigentliche Bauwerk ohne besondere Schwierigkeiten programmäßig durchgeführt werden. Bei Verbauten in Holz ist zu beachten, daß eine Zusammendrückung der Hölzer auch dann stattfindet, wenn an den Stoßstellen Bleche eingelegt werden. Da die Zahl der Druckstellen in der Längsrichtung größer als in der Querrichtung war, ergab sich eine Verformung gemäß Abb. 6.

Das Einlaufbauwerk wurde vom Hauptbau durch eine Fuge getrennt und ohne Isolierung gegen die Spundwand und die Schüttbetonsohle anbetoniert; der Hauptbau selbst wurde jedoch etwa 1 m von der Spundwand abgerückt und ringsum durch zwei Lagen Jute isoliert. Um die Sohle des Pumpenraumes isolieren zu können, mußten diejenigen Eisenbetonpfähle, die die zu isolierende Fläche durchdrangen, abgeschnitten und durch eine Bockkonstruktion abgestützt werden. Gleichzeitig hiermit wassers nur Zentrifugalpumpen in Frage. Diese bieten außerdem den Vorteil, daß sie mit den Antriebsmotoren unmittelbar gekuppelt werden können. Die Pumpen sind so tief angeordnet, daß ihnen das zu fördernde Wasser zufließt, während die Motoren hochwasserfrei aufgestellt sind. Das lästige Ansaugen, das bei selbsttätig betriebenen Anlagen immer einen Unsicherheitsfaktor bildet, ist also bei dieser Anordnung nicht erforderlich. Die Verwendung von stehenden Aggregaten bietet ferner die Möglichkeit, auf verhältnismäßig kleiner Grundfläche große Leistungen zu konzentrieren.

Da die Pumpstation im Bergbaugebiet liegt, mußten gegen die Einwirkungen des Bergbaues besondere Sicherungen getroffen werden. Die Motoren und Pumpen sind durch starke eiserne Gitterträger starr miteinander verbunden, in denen sich die Zwischenlager der etwa 7 m langen stehenden Wellen befinden. Sie ruhen außerdem in einer sehr stark bewehrten Eisenbetonrahmenkonstruktion, so daß bei Bergsenkungen wohl ein Absacken des ganzen Eisenbetonkastens, aber nach menschlichem Ermessen keine Verschiebung der Pumpen gegen die Antriebsmotoren stattfinden kann. Die oben erwähnte Fuge zwischen Einlaufbauwerk und Hauptbau wurde auch im Aufbau bis zum Dach durchgeführt, um für den gegen bergbauliche Einflüsse zu sichernden Hauptbau eine geringere Länge und damit eine vergrößerte Sicherheit zu erzielen. Die Pumpenkammer ist mit Rücksicht auf bergbauliche Senkungen nach zwei Gesichtspunkten untersucht worden, einmal als Balkenträger über zwei Stützen und außerdem an beiden Enden als Konsolträger. Bei der Berechnung ist die Annahme zugrunde gelegt, daß der Balken in der Mitte eine Unterhöhlung von $^2/_3$ der Länge, bzw. bei der Beanspruchung als Kragträger auf $^1/_3$ der Auflagerlänge an den Enden bei erhöhter Beanspruchung aushalten muß, ohne daß eine Zerstörung eintreten darf.

Die Stromversorgung geschieht unmittelbar von der 2,5 km entfernt liegenden Schachtanlage V der Gewerkschaft Rheinpreußen. Durch das-

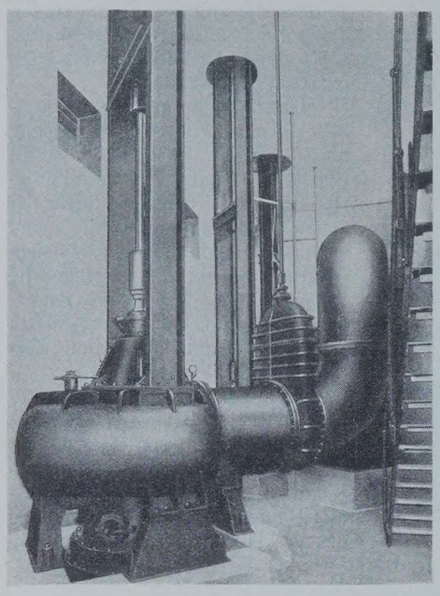


Abb. 11. Blick in die eine Hälfte der Pumpenkammer mit 3 Aggregaten, im Vordergrunde eine der großen Pumpen mit 2100 l/sek Leistung.

selbe Kabel werden zurzeit die noch im Bau begriffenen Pattbergschächte I/II mit Strom versorgt. Diese Anlage wird ebenfalls eine eigene Stromerzeugung erhalten. Da außerdem die Schachtanlage V an das Netz des R. W. E. angeschlossen ist, sind bezüglich der Strombelieferung ausreichende Reserven vorhanden.

Die Pumpanlage ist mit sechs Aggregaten ausgerüstet, deren Leistungen in nachstehender Tabelle zusammengestellt sind.

Die Gesamtleistung der Pumpanlage beträgt bei 3 m manometrischer Förderhöhe 5 800 l/sek und bei 5,5 m manometrischer Förderhöhe 4260 l/sek (Abb. 5, 10 u. 11).

Diese Leistung darf jedoch vorläufig nicht praktisch ausgenutzt werden, da der nicht ausgebaute Moersbach unterhalb des Pumpwerkes diese Wassermengen nicht fassen kann und infolgedessen große Gebiete überschwemmt werden würden. Die außergewöhnlich große Reserve an Pumpen ist mit Rücksicht auf die unbedingte Betriebsicherheit des Pumpwerkes geschaffen worden. Um eine genaue Kontrolle über die durch das Pumpwerk geförderten Wassermengen zu haben, hat die Genossenschaft auf Verlangen der Aufsichtsbehörde sowohl am Einlauf- als auch am Auslaufbauwerk selbstschreibende Pegel (verbunden mit einer Meßwehranlage am Auslauf) eingerichtet.

Der mit 5000 V ankommende Drehstrom wird für die vier kleinen Aggregate auf 500 V transformiert, während die beiden großen Aggregate mit 5000 V betrieben werden. Der Betrieb kann also auch bei Ausfall des Transformators durch Drosselung der Schieber aufrecht erhalten werden. Die beiden großen Pumpen, die nur bei außergewöhnlich starken Regenfällen bzw. bei Hochwasser in Tätigkeit treten, werden von Hand bedient, während die vier kleinen Aggregate durch eine selbsttätige Schaltanlage betrieben werden. Das Ein- und Ausschalten geschieht abhängig von den Wasserständen im Einlaufbauwerk durch Vermittlung von Schwimmern; diese betätigen Zwischenkontakte, durch die der Stromkreis für die Motoren der Selbstanlasser geschlossen bzw. geöffnet wird. Um beim Ausbleiben einer Phase ein Durchbrennen der selbsttätig betriebenen Motoren zu verhüten, sind Kalorschalter eingebaut, die ein sofortiges Ausschalten des in Betrieb befindlichen Motors bewirken.

Anzahl der Pumpen	Leistung bei manometrischer Förderhöhe m	Leistung bei Wassermenge l/sek	Motorleistung PS	Umdrehungen in 1 min
2	3,0	210	20	575
	5,5	130		
2	3,0	590	55	485
	5,5	400		
2	3,0	2100	190	292
	5,5	1600		

Außer den erwähnten sechs Aggregaten sind noch zwei Sickerwasserpumpen von 6 l/sek Leistung vorhanden, deren Antriebsmotoren ebenfalls hochwasserfrei aufgestellt sind. Da die Eisenbetonkonstruktionen, in denen die Pumpen untergebracht sind, wasserdicht sind, brauchten die Sickerwasserpumpen bisher nicht in Tätigkeit zu treten. Die Reinwasserversorgung für das Pumpenhaus und die zwei in unmittelbarer Nähe der Pumpstation errichteten Wärterwohnungen geschieht durch eine selbsttätig betriebene Pumpe, die aus einem etwa 50 m entfernt liegenden Filterbrunnen das Wasser in einen Druckkessel fördert (Abb. 12).

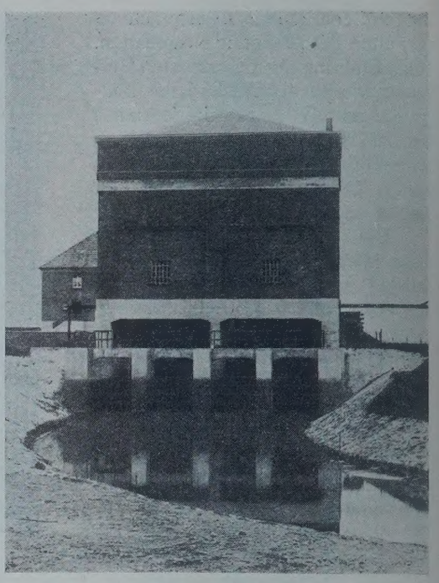


Abb. 13. Blick auf das Einlaufbauwerk mit Rechenanlage.

Für die Auswechslung von Maschinen und Maschinenteilen ist ein Handlaufkran von 10 t Tragfähigkeit eingebaut, der bereits bei der Montage benutzt wurde. Er ist so angeordnet, daß auch die hoch liegende Hochspannungsanlage damit bedient werden kann. Für die Montage und Auswechslung der Pumpen sind an der Motorendecke noch zwei Laufkatzen eingebaut.

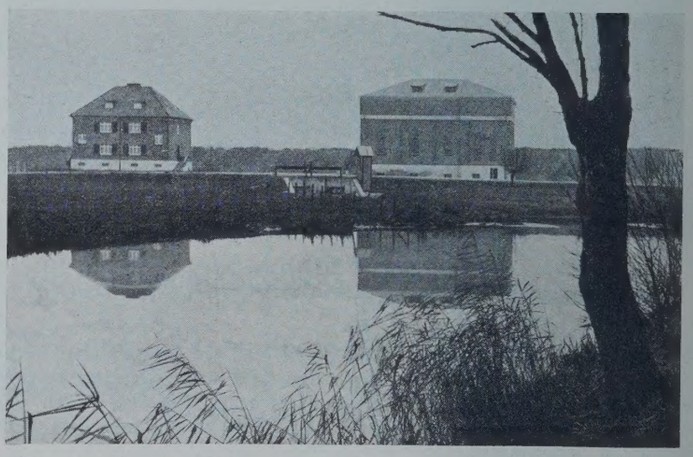


Abb. 12. Pumpwerk Repelen mit Wärterhaus; im Vordergrunde das Auslaufbauwerk mit selbstschreibendem Pegel und Meßwehranlage.

Die gesamte Lieferung und Montage der Maschinenanlage lag in den Händen der Maffei-Schwartzkopff-Werke G. m. b. H., Berlin, die die an sie gestellten Anforderungen einwandfrei erfüllt hat. Die Anlage ist seit Juni 1927 dauernd in Betrieb; nennenswerte Störungen sind bisher nicht zu verzeichnen gewesen.

Neue Vorschläge für Ausbildung und Abdichtung von Decken aus einbetonierten Walzträgern und von Bahnsteigtunneln.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahn-Dipl.-Ing. **Franz Greger**, Köln.

In der „Bautechnik" 1928, Heft 52, S. 760, betont Herr t. Oberinspektor Sahling mit Recht, wie wichtig eine sorgfältige Abdichtung zur Erhaltung von Brückenbauten ist. Diese Überzeugung ist in Fachkreisen, wenigstens bei der Deutschen Reichsbahn, heute auch so weit durchgedrungen, daß die meisten Stellen bemüht sind, nur einwandfreie Abdichtungen herzustellen, und daß nicht mehr wie früher die Kostenfrage allein, sondern in erster Linie die Güte der Dichtungsstoffe maßgebend ist. Es sollen Dauerwerte geschaffen werden, da eine nachträgliche Ausbesserung nicht nur mit betrieblichen Schwierigkeiten, sondern auch mit großen Unkosten verknüpft ist.

Der Verfasser des angeführten Aufsatzes weist darauf hin, daß der Dichtungsstoff vorschriftsmäßig in mehreren untereinander, aber nicht mit dem Gewölbe bzw. der Decke selbst verklebten Schichten aufgebracht und dann noch durch eine Ziegelflachschicht oder neuerdings durch eine Betonhaut mit Drahteinlage geschützt wird. Von einer Schutzabdeckung mit Ziegelsteinen, auch wenn sie in Sand verlegt sind, ist jedoch dringend abzuraten, da die Steine infolge ihrer geringen und ungleichmäßigen Auflagerflächen und scharfen Kanten leicht in die Dichtungsstoffe eingepreßt werden und dadurch Risse entstehen, durch die das Wasser in die Konstruktion eindringt. Statt der Ziegelsteine eignen sich besser

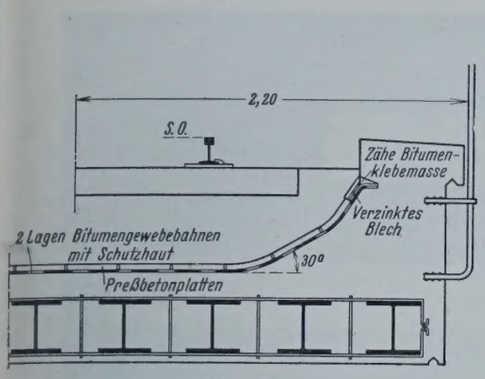


Abb. 1.

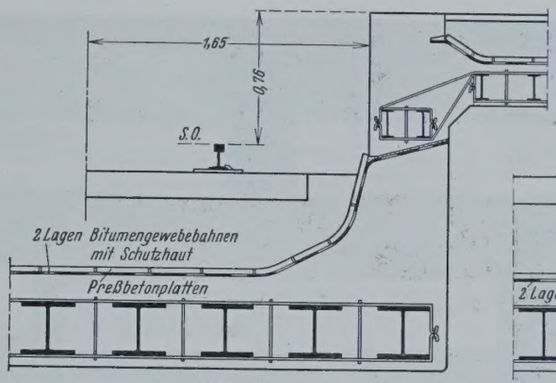


Abb. 2.

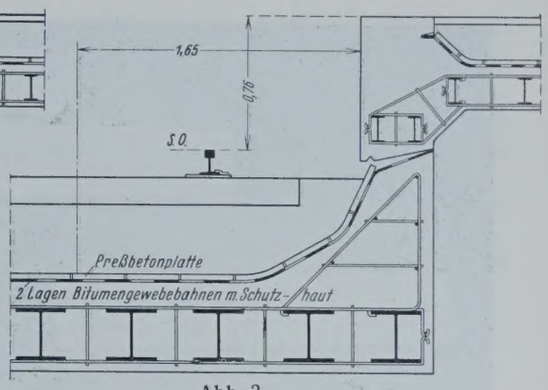


Abb. 3.

beiderseits glatte, gratlose Preßbetonplatten 30 × 30 × 4,5 cm. — Es ist auch nicht in allen Fällen erforderlich, daß die erste Lage der Dichtungsstoffe lose auf der Unterlage aufliegt. Bei Gewölben kann sie ohne Bedenken aufgeklebt werden, da diese nur geringe Durchbiegungen erleiden und die Dichtungsstoffe sich diesen ohne Beschädigung anpassen. Bei Fahrbahndecken aus einbetonierten Walzträgern wird das Aufkleben empfohlen, falls eine ausreichende Querverbindung der Träger vorhanden ist.

Aus den angeführten Gründen steht nichts im Wege, eine Moniердecke über Gewölberücken auszuführen. Dagegen ist diese bei Decken aus einbetonierten Walzträgern, solange die Querverbindung bei Walzträgern nicht in befriedigender Weise gelöst ist, auch bei kleinen Stützweiten zu vermeiden, weil sonst bei Ausbesserung der Abdichtung die ganze Platte zerstört werden muß.

In dem Aufsatze Sahling ist ferner darauf hingewiesen, daß trotz Neuabdichtung Schäden infolge eindringender Feuchtigkeit auftreten. Als Ursache wird angegeben, daß die bisher übliche Ausführungsweise, die Isolierschicht an den Innenseiten der Stirnmauern hochzuziehen und in den Beton oder das Mauerwerk bzw. unter die Abdeckplatte einbinden zu lassen, nicht genügend Schutz bietet. Diese Auffassung ist aber nur bedingt richtig. Wenn die Stoffe ohne Schutz an der Schräge der Stirnmauer festgeklebt und unter die Abdeckplatte eingeführt werden, dann können sie sich, wie die Erfahrung lehrt, infolge der Sonnenbestrahlung loslösen und herabrutschen. Das Wasser kann dann hinter den Stoffen in die Konstruktion eindringen. Dies kann jedoch nicht vorkommen, wenn die Stoffe mittels verzinkter, entsprechend geformter Bleche in ihrer Lage festgehalten werden und der Hohlraum unter der Abdeckplatte mit zäher Bitumenmasse ausgefüllt wird (Abb. 1).

Die Stoffe dürfen auch nicht, wie es noch vielfach geschieht, mit Zementmörtel an der Schräge der Stirnmauer geschützt werden, da dieser nicht lange haftet und allmählich abbröckelt. Alsbald nach dem Aufkleben müssen die Preßplatten verlegt und der Schotter ausgebreitet werden. Auf einen sofortigen Schutz der Abdichtung muß unter allen Umständen auch bei Neubauten gesehen werden, damit sie nicht durch Nagelschuhe beschädigt und Stoffe darauf gelagert werden.

Das Abgleiten der Stoffe wird auch begünstigt durch eine zu große Schräge der Stirnmauern. Statt der bisher üblichen Neigungen von 45 bis 60° sollten möglichst Neigungswinkel nicht über 30° gewählt werden.

Nach dem Vorschlage von Sahling („Bautechnik" 1928, Heft 52, S. 760, Abb. 1) sollen die Dichtungsstoffe an der Schräge der Stirnmauer bis unter der Abdeckplatte festgeklebt und durch eine Schutzschicht gesichert werden. Die Abdeckplatte soll beiderseits eine Nase erhalten, damit das Wasser sicher auf die Isolierung abtropfen kann.

Wenn aber die Wassernase wirksam sein soll, muß der Abstand von Oberkante Schwelle bis Oberkante Abdeckplatte mindestens 30 cm betragen, während diese sonst mit Schienenoberkante übereinstimmt. Die Stirnmauer wird also unnötig höher und teurer.

Infolge der Erhöhung wird auch die Schräge steiler, um den erforderlichen Abstand von den Schwellenenden zu erhalten. Die Gefahr des Ableitens der Dichtungsstoffe liegt also hier besonders nahe und kann nur vermieden werden, wenn sogleich nach dem Verlegen der Dichtungsstoffe auch die Schutzschicht und der Schotter eingebracht werden. In diesem Falle aber wirkt die Anordnung nach unserer Abb. 1 wesentlich sicherer. Der große Neigungswinkel der Stirnmauer bei der Sahlingschen Bauweise ergibt eine nur kleine Anschlußfläche an die Decke. Dadurch wird das Abscheren der Stirnmauer in diesem Querschnitt leichter möglich als bei der Ausbildung nach Abb. 1 mit einem Neigungswinkel von 30°.

Auch die von Sahling angegebene Ausbildung des Anschlusses von Bahnsteigtunneldecken an die Gleisbettkonstruktion (Abb. 2 des genannten Aufsatzes) erscheint zu umständlich, ohne genügende Sicherheit gegen Rissebildung zu bieten. Bei Durchbiegungen der Gleisdecke kann leicht der Abdeckstein in dem durch die Nase geschwächten Querschnitt durchreißen und das Wasser hinter der Isolierung durch die Fuge in den Tunnel eindringen. Diese Möglichkeit ist ausgeschlossen bei den folgenden einfachen Konstruktionen, die nach dem Vorschlage des Herrn Reichsbahnoberrats Dr.-Ing. Tils bei hiesigen Bauten ausgeführt sind.

Zwischen den Enden der Bahnsteig- und Gleisdecke befindet sich eine schräge Trennungsfuge, in die die doppelte Lage der Bitumengewebeplatten eingeführt wird (Abb. 2). Infolge der Neigung nach dem Gleisbett zu wird das vom Bordstein abfließende Wasser auf die Gleisdecke geleitet und abgeführt.

Eine andere ebenfalls einfache Lösung des Übergangs von der Bahnsteig- zur Gleisdecke zeigt Abb. 3. Das Ende der Gleisdecke ist wie bei der vorigen Konstruktion abgeschrägt und mit den Abdichtungsstoffen überzogen. Die Bahnsteigdecke schneidet unter den Außenträgern schräg ab und besitzt am Ende eine Wassernase, mittels deren das am Bordsteinende herabfließende Wasser auf die Fahrbahndecke geleitet wird.

Bei dieser Konstruktion ist eine unabhängige Bewegungsmöglichkeit der Gleisdecke gegenüber der Bahnsteigdecke gewährleistet. Die Anordnung ist sehr einfach und kann in geschlossenen Arbeitsgängen ohne Formsteine, die stets teuer sind und gesondert bestellt werden müssen, hergestellt werden.

Alle Rechte vorbehalten.

Wasserdichtheit von Fichtenholz.

Von Dr.-Ing. **H. Seitz,** Oberingenieur der Karl Kübler AG., Stuttgart.

Bei einer Reihe von technischen Verwendungszwecken des Holzes spielt die Wasserdichtheit eine Rolle. Für den Bau von Spundwänden, Fässern, Bottichen und Rinnen hat sich unser einheimisches Nadelholz stets als ausreichend wasserdicht erwiesen. Die Anforderungen, die in solchen Fällen an den Baustoff gestellt werden, sind nicht eben hoch, da die Wände meist verhältnismäßig stark sind und der wirksame Wasserdruck wohl immer höchstens wenige Meter beträgt. Beim Bau von Holzrohrleitungen, insbesondere der neuen, aus Dauben zusammengesetzten Bauart, ist dagegen mit wesentlich schwierigeren Bedingungen zu rechnen, da hier Betriebsdrücke von 6 bis 8 atü sehr häufig sind. In Fällen, bei denen die chemische Unempfindlichkeit der Holzrohre für die Wahl des Baustoffes bestimmend war, wurde diese Bauweise auch bei namhaft höheren Betriebsdrücken, und zwar von 10 bis zu 15 atü verwendet, obwohl hier ihr Preis den von Guß- und Stahlrohren erreichte und zum Teil übertraf. Wo nicht besondere Umstände wie hohe Auflast oder mechanische Abnutzung eine größere Wandstärke erfordern, bewegt sich diese bei Holzdaubenrohren meist zwischen 20 und 40 mm.

Um über die Brauchbarkeit unserer einheimischen Nadelhölzer für den Bau von Holzrohren zuverlässige Unterlagen zu erhalten, haben die Firmen Karl Kübler AG. in Stuttgart und Steinbeis & Consorten in Rosenheim im Jahre 1927 durch die Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart eine Anzahl von Versuchen durchführen lassen, über die im folgenden berichtet wird. Der Zweck der Versuche war, festzustellen, ob bei den höheren im Rohrbau in Betracht kommenden Drücken mit einer ausreichenden Wasserdichtheit noch gerechnet werden darf, ob eine besonders strenge Materialauslese erforderlich ist und zutreffendenfalls, nach welchen Gesichtspunkten diese zu geschehen hat. Daß Äste und Harzgallen Gefahrenpunkte bilden, bei denen in jedem einzelnen Falle geprüft werden muß, ob eine Ausbesserung notwendig ist, war durch die praktische Erfahrung längst erwiesen. Ob aber die in der Literatur anzutreffenden Forderungen, daß für Holzrohre nur feinjähriges Holz geeignet sei, und daß die Jahrringe etwa in der Richtung des Rohrumfanges verlaufen sollen, berechtigt sind, war weniger klar und bedurfte sorgfältiger Prüfung. Wie die ganze Holzrohrbauweise scheinen auch diese Anschauungen von den Amerikanern übernommen zu sein. Während aber die Amerikaner für den Rohrbau heute noch praktisch astreines Holz

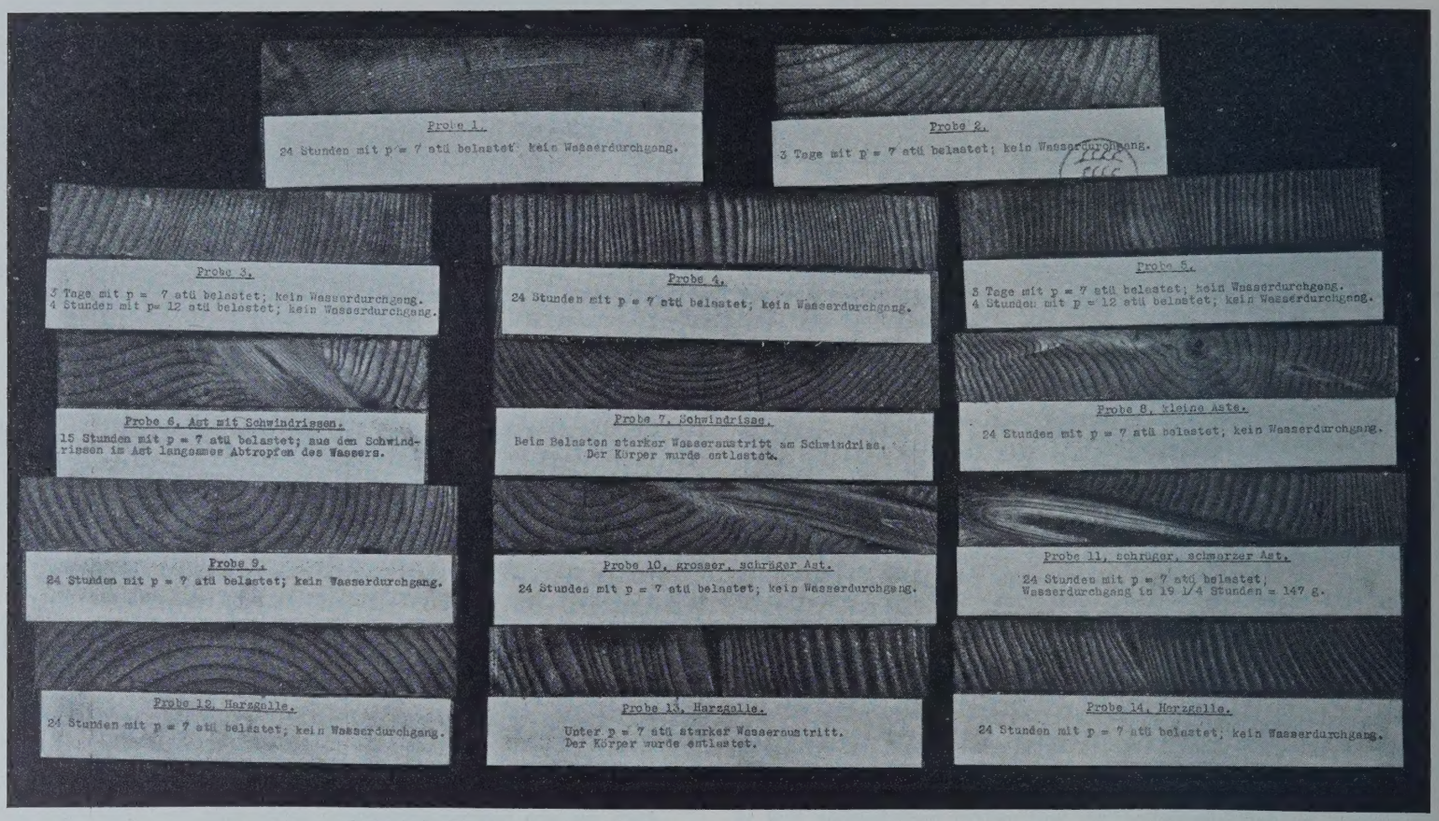


Abb. 2. Ergebnisse der Versuche mit 25 mm dicken Fichtenholzscheiben.

verarbeiten können und außerdem die Dauben aus Stämmen von mächtigem Durchmesser herausschneiden, wobei auf den Verlauf der Jahrringe leicht die entsprechende Rücksicht genommen werden kann, liegen die Verhältnisse bei der Verarbeitung unserer einheimischen Nadelhölzer viel schwieriger. Auch bei Stämmen, die nach unseren Begriffen einen ausnahmsweise stattlichen Durchmesser haben, lassen sich in wirtschaftlicher Weise nur wenige Dauben aus einem Abschnitt gewinnen, die bezüglich des Verlaufs der Jahrringe der eben genannten Forderung entsprechen. Will man gleichzeitig auf Feinjährigkeit achten und Stücke mit zu vielen, zu groben oder nicht genügend gesund verwachsenen Ästen ausscheiden, so wird der Ausschuß ein hohes Vielfaches der Ausbeute werden, mit anderen Worten, die Verwendung einheimischer Hölzer für diesen Zweck würde völlig unwirtschaftlich.

Entsprechend der Tatsache, daß in Deutschland für den Bau von Holzdaubenrohren fast ausschließlich Fichtenholz verwendet wird, beschränkten sich die Versuche auf diese Holzart. Bei der Auslese der Proben wurde versucht, möglichst gegensätzliche Fälle bezüglich des Verlaufs und der Breite der Jahrringe zu berücksichtigen. Neben ausgesprochen engringigem Holz von etwa 1 mm Jahrringbreite wurden Proben von rasch gewachsenem Holz mit etwa 6 mm Jahrringbreite und geringem Anteil an Spätholz untersucht. Fehlerfreie Stücke wurden solchen mit kleineren und größeren Ästen sowie mit Harzgallen und Schwindrissen gegenübergestellt.

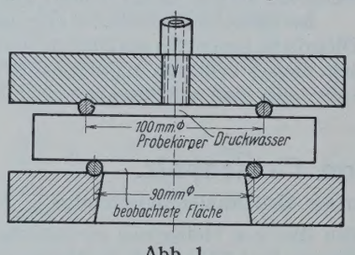


Abb. 1.

Über die Anordnung der Versuchseinrichtung gibt Abb. 1 Aufschluß. Die Proben bestanden aus teils 25, teils 40 mm dicken gehobelten kreisrunden Scheiben von 140 bis 160 mm Durchm. Die ursprüngliche Absicht, ganze Bretter und Dielen an verschiedenen Stellen ihrer Oberfläche durchzuprüfen, mußte aufgegeben werden. Vorversuche zeigten nämlich, daß die unter Wasserdruck gesetzten Stellen aufquollen und Längsrisse in den unbelasteten Teilen hervorriefen, die sich bis in die untersuchte Fläche erstreckten und dort die Aufrechterhaltung des Drucks wie auch die Beobachtung unmöglich machten. Mit der Wahl kreisrunder Probescheiben von geringem Überstand über die Beobachtungsfläche war diese Schwierigkeit behoben. Es mag hier schon darauf hingewiesen werden, daß die Bedingungen, denen die Rohrdauben im Betrieb unterworfen sind, durch die Versuchsanordnung nicht vollkommen wiedergegeben werden. Durch die Bewehrung ist den im Rohr eingebauten Dauben beim Quellen die Möglichkeit der Ausdehnung in der Richtung quer zur Faser genommen, während bei den Versuchen ein seitliches Ausweichen des Materials ohne weiteres möglich war. Insbesondere bei der Beurteilung der mit Schwindrissen behafteten Proben muß dieser Umstand im Auge behalten werden. Bei einem Teil der Versuche wurde das Druckwasser mit Eosinfarbe gefärbt. Nach dem Versuch wurden die Proben senkrecht zur Faserrichtung in der Mitte durchgesägt und gehobelt. Die Schnittflächen (Abb. 2) lassen den Aufbau des Holzes und die Tiefe des Eindringens des Farbstoffs deutlich erkennen. Die Proben wurden, soweit möglich, unter dem zur Verfügung stehenden Wasserleitungsdruck von 7 atü auf die Dauer von 24 bis 72 Stunden beobachtet. Ein Teil der Proben wurde danach einer weiteren Belastung von 12 atü während 4 Stunden unterzogen.

Ein Teil der Proben mit 25 mm Stärke ist mit den zugehörigen Ergebnissen in Abb. 2 zusammengestellt. Alle fehlerfreien Proben erwiesen sich bei ganz beliebigem Aufbau und Verlauf der Jahrringe als einwandfrei dicht. Diesbezügliche Auslesevorschriften erübrigen sich, also zwei Äste, und zwar auch grobe, sofern sie nur fest verwachsen sind, werden im allgemeinen zu keinen Wasserverlusten führen. Schwindrisse in Ästen wie bei Probe 6 schließen sich, wie die Praxis gezeigt hat, fast ausnahmslos nach einigen Tagen von selbst, sie können auch durch kleine Nachhilfen leicht unschädlich gemacht werden. Daß schwarze Äste von der Größe desjenigen bei Probe 11 ausgeschieden werden müssen, versteht sich eigentlich von selbst. Jedenfalls können solche Fehlstellen bei einer einigermaßen sorgfältigen Durchsicht der Dauben während der Bearbeitung oder vor dem Zusammenbau nicht übersehen werden. Bemerkenswert bleibt immerhin der verhältnismäßig sehr geringe Wasserverlust von nur etwa 8 g/h. Der Einfluß von Harzgallen ist, wie die Proben 12, 13 und 14 zeigen, je nach deren Lage sehr verschieden. Wo bedenkliche Harzgallen bei der Bearbeitung erkennbar werden, müssen sie unbedingt entfernt werden. Nebenbei gesagt, ist das häufige Auftreten von Harzgallen ein Hauptgrund, der Kiefernholz für Rohrleitungen von höherem Druck wenig geeignet macht. Probe 7 mit dem Schwindriß stellt sich nach dem Versuch als ein Versager dar. Aus dem oben schon erwähnten Grunde hätte diese Probe in der Praxis zu keinen Schwierigkeiten geführt, sich vielmehr aller Voraussicht nach innerhalb von 1 bis 2 Tagen vollkommen selbständig abgedichtet.

Über die Beobachtungsweise selbst muß noch angeführt werden, daß nur solche Verluste erfaßt werden konnten, die sich als feuchte Stellen oder Tropfen bemerkbar machten. Verluste, wie sie durch Verdunstung ohne Feuchtwerden der Oberfläche bei einem Baustoff von der Struktur des Holzes vorstellbar und vielleicht wahrscheinlich sind, entzogen sich der Beobachtung bei den vorliegenden Versuchen. Man wird aber kaum fehlgehen, wenn man annimmt, daß sich Verluste dieser Art innerhalb einer Größenordnung bewegen, die für die Verwendungsfähigkeit von Holzrohren völlig belanglos ist.

Alle Rechte vorbehalten.

Hängewerke mit aufgehobenem Horizontalzug.

Von Prof. Ing. **G. Kriwoschein**, Petrograd, dzt. Prag.

Einleitung.

Die Florianopolis-Hängebrücke in Brasilien mit der Spannweite 339,47 m (H. D. Robinson und D. B. Steinman)[1]) und der Wettbewerbentwurf der Hängebrücke in Sydney, Australien, mit der Spannweite 487,7 m (1600 Fuß) (H. D. Robinson und D. B. Steinman, New York und English Electric Company, Australien, Ltd., Sydney)[2]) sind dadurch bemerkenswert, daß Kabel und obere Gurtung des Versteifungsträgers in dem mittleren Teil der Mittelöffnung identisch sind.

Meine Zweifel an der Wirtschaftlichkeit dieser gemeinsamen Ausbildung von Kabel und Obergurt des Versteifungsträgers veranlaßten mich, eine Berechnung zweier analoger Hängewerksysteme anzustellen, aus der ich dem Leser einige Ergebnisse mitteilen möchte.

1. Das gewöhnliche Hängewerk mit aufgehobenem Horizontalzug.

Dieses System (Abb. 1a) ist zweifach statisch unbestimmt. Als statisch bestimmtes Hauptsystem wählen wir drei frei aufliegende Balken (Abb. 1b) und als unbekannte Größen die senkrechten Teilkräfte Y_1 und Y_2 des Kettenzuges in den Befestigungspunkten der Kette mit den Balken (Abb. 1c). Diese Teilkräfte mögen mit den statisch unbestimmten Größen X_a und X_b mittels der Gleichungen

$$Y_1 = X_a + X_b$$
$$Y_2 = X_a - X_b$$

verknüpft sein.

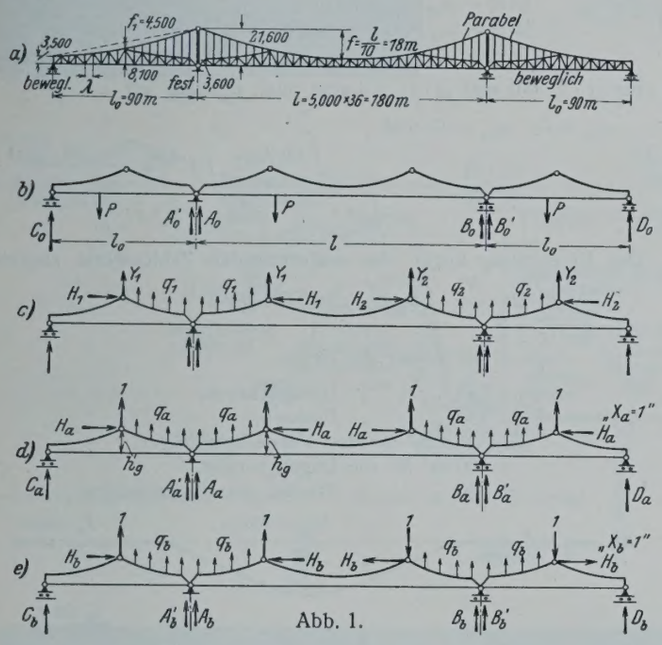


Abb. 1.

Die Belastungszustände $X_a = 1$ und $X_b = 1$ sind in den Abb. 1d, e dargestellt.

Die Trägheitsmomente des Versteifungsträgers nehmen wir nach der Beziehung

$$\frac{J}{J_c} = \frac{h^3}{h_c^3}$$ [3])

an, worin $h_c = 8{,}100$ m ist.

Die statisch unbestimmten Größen X_a und X_b folgen aus den beiden Gleichungen:

$$X_a = \frac{\Sigma S_o S_a s \frac{J_c}{J} + \int M_o M_a \frac{J_c}{J} dx \pm \varepsilon t E J_c \Sigma S_a s \pm \varepsilon t E J_c \int N_a dx}{\Sigma S_a^2 s \frac{J_c}{J} + \int M_a^2 \frac{J_c}{J} dx + \int N_a^2 \frac{J_c}{F} dx},$$

$$X_b = \frac{\Sigma S_o S_b s \frac{J_c}{J} + \int M_o M_b \frac{J_c}{J} dx \pm \varepsilon t E J_c \Sigma S_b s \pm \varepsilon t E J_c \int N_b dx}{\Sigma S_b^2 s \frac{J_c}{J} + \int M_b^2 \frac{J_c}{J} dx + \int N_b^2 \frac{J_c}{F} dx}.$$

[1]) Eng. News-Rec. 13. Nov. 1924. — „Die Bautechnik" 1928, Heft 16, S. 217.

[2]) „Die Bautechnik" 1925, Heft 3, S. 25.

Die der Berechnung zugrunde gelegten Verhältnisse $\frac{J_c}{F}$ sind nach einer angenäherten Berechnung mit nachstehenden Zahlenwerten angenommen:

für die Kette mit	33 m²	für die Pylonen mit	180 m²
für die Hängestangen mit	750 „	für den Versteifungsbalken mit	16,4 „.

Die Einflußlinien für X_a und X_b sind als Biegelinien für die Belastung $M_a \frac{J_c}{J} \lambda$ bzw. $M_b \frac{J_c}{J} \lambda$ gezeichnet (Abb. 2a, b).

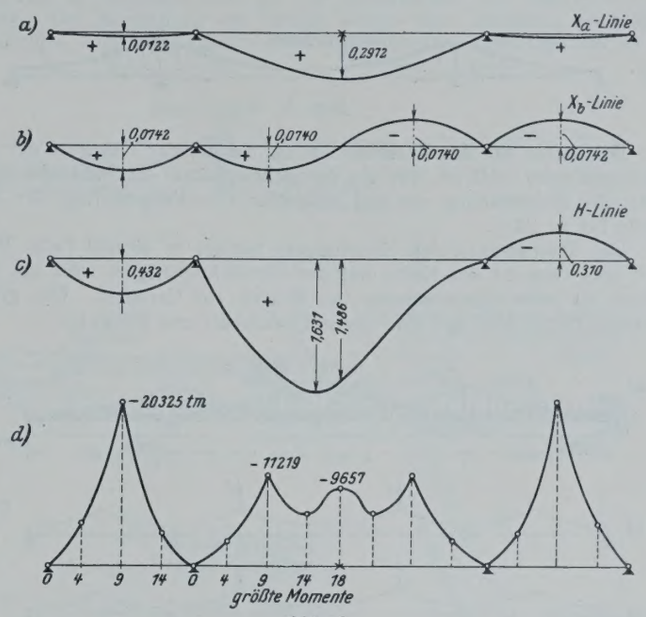


Abb. 2.

Die Einflußlinie für den Horizontalzug der linken Kette ist in Abb. 2c dargestellt und folgt aus der Gleichung:

$$H = H_o + H_a X_a + H_b X_b = 5(X_a + X_b).$$

Für eine ständige Belastung $g = 14$ t/m und eine Verkehrslast $p = 5{,}5$ t/m ergibt sich der größte Kettenzug mit

$$\max H = +\,3355{,}55 \text{ t}.$$

Die größten Biegungsmomente des Versteifungsträgers sind aus Abb. 2d ersichtlich.

Die größten Biegungsmomente betragen in der

Mittelöffnung	Seitenöffnung
$M_p = 0{,}030\, p\, l^2$	$M_p = \frac{1}{4{,}73}\, p\, l_o^2$
$M_g = 0{,}0174\, g\, l^2$	$M_g = \frac{1}{10{,}4}\, g\, l_o^2$

Wir sehen also, daß das Biegungsmoment aus der Verkehrslast in dem untersuchten System $1^1/_2$ so groß ist als in der gewöhnlichen Hängebrücke mit $\max M_p = 0{,}019\, p\, l^2$ in der Mittelöffnung und $M_p = \frac{1}{8}\, p\, l^2$ in der Seitenöffnung.

Das Eisengewicht des Versteifungsträgers und der Kette des untersuchten Systems beträgt 2086 t, während das der Kölner Rheinbrücke (Spannweite 186 m) 3110 t ist. Das ist der eine Vorteil des Systems dieser Hängebrücke.

Der andere Vorteil dieses Systems liegt in dem Wegfall kostspieliger Verankerungsketten und des Ankermauerwerks.

Die Durchbiegung der Mitte der Mittelöffnung beträgt bei deren Vollbelastung mit $p = 4{,}1$ t/m

$$f = +\,0{,}356 \text{ m} = \frac{1}{505}\, l$$ [4]).

Anmerkung: Wir haben für die vorstehende Berechnung vorausgesetzt, daß die Brücke auf Gerüsten zusammengebaut wird, und daß die obere Gurtung des mittleren Trägerteils der Mittelöffnung den auf sie entfallenden Druck aufnehmen kann.

[3]) Das Verhältnis $\frac{J}{J_c} = \frac{h^{2,5}}{h_c^{2,5}}$ entspricht besser der Ausführung.

[4]) Bei der Kölner Rheinbrücke ist $f = \frac{1}{573}\, l$.

Die Montage der Brücke kann aber auch als Hängebrücke mit einer Kette in der ganzen Brückenlänge stattfinden, die in einstweiligen Widerlagern verankert ist (Abb. 3a). An die verankerte Kette kann man die Hängestangen, die Fahrbahn und den Versteifungsträger anhängen. Nach Aufbringen der gesamten ständigen Last g können die Verbindungen der einzelnen Teile des Versteifungsträgers und der Anschluß der Kette an den Enden des Trägers hergestellt werden (Abb. 3b).

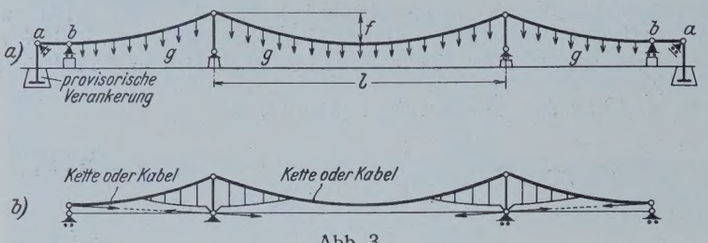
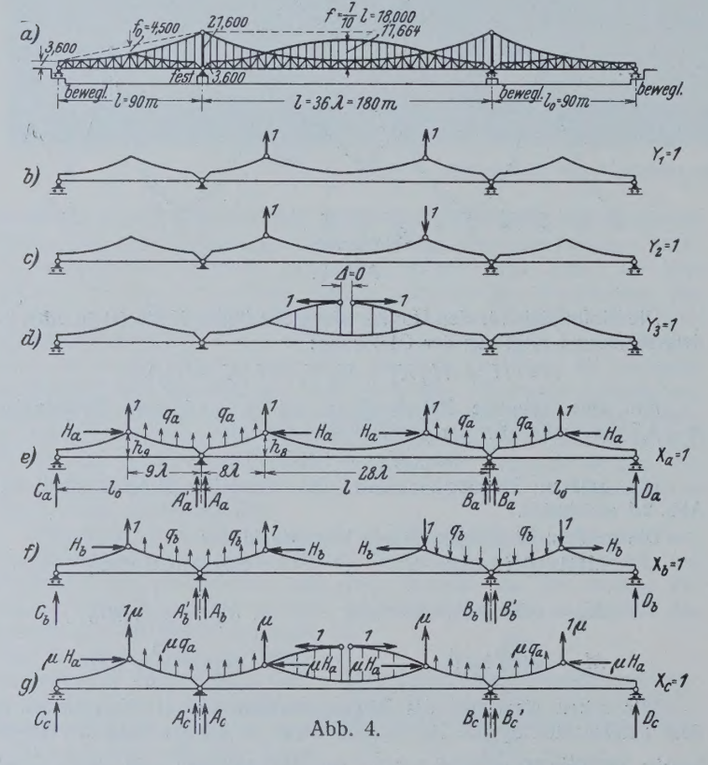


Abb. 3.

Bei dieser Art des Zusammenbaues, bei der der Obergurt des Versteifungsträgers labil ist, tritt ein Vorzeichenwechsel der Stabkräfte in der Mitte der Mittelöffnung ein und außerdem eine Vergrößerung der Stabkräfte bis zu 24%.

Das Eisengewicht des Hauptträgers beträgt in diesem Falle 2422 t, d. h. das Gewicht der Kette und des Versteifungsträgers wird um 16% größer als beim Zusammenbau der Brücke auf Gerüsten. Die großen Vorteile dieser Montage sind deren Einfachheit und Billigkeit.



2. Das Hängewerk mit Bogengurtung[5]) (Abb. 4).

Dieses System ist dreifach statisch unbestimmt. Als statisch bestimmtes Hauptsystem wählen wir drei frei aufliegende Balken (Abb. 4b), und als unbekannte Größen nehmen wir die senkrechten Teilkräfte Y_1 und Y_2 des Kettenzuges in den Befestigungspunkten der Kette an dem Balken der Mittelöffnung (Abb. 4, b, c) und die waagerechte Teilkraft Y_3 der Bogenkraft in der Bogengurtung an (Abb. 4d).

Um drei voneinander unabhängige Elastizitätsgleichungen zu erhalten, wählen wir aber als statisch unbestimmte Größen nicht diese Teilkräfte, sondern die Größen X_a, X_b, X_c, die mit den Teilkräften mittels der nachstehenden Bedingungen verknüpft sind (nach dem Verfahren von Prof. Siegmund Müller):

$$Y_1 = \mu_{1a} X_a + \mu_{1b} X_b + \mu_{1c} X_c,$$
$$Y_2 = \mu_{2a} X_a + \mu_{2b} X_b + \mu_{2c} X_c,$$
$$Y_3 = \mu_{3a} X_a + \mu_{3b} X_b + \mu_{3c} X_c.$$

Von den Koeffizienten μ können wir sechs willkürlich annehmen, die übrigen drei müssen bestimmt werden.

[5]) Ähnliche Trägerform hat die Niederschöneweider Brücke (Verfasser: Prof. Dr. H. Müller-Breslau und Dr.-Ing. ehr. K. Bernhard).

Die Koeffizienten μ sind in der folgenden Tabelle zusammengestellt:

	X_a	X_b	X_c
Y_1	1	μ_{1b}	μ_{1c}
Y_2	0	1	μ_{2c}
Y_3	0	0	1

Mit diesen Koeffizienten ergeben sich die Gleichungen:

$$Y_1 = X_a + \mu_{1b} X_b + \mu_{1c} X_c,$$
$$Y_2 = 0 + X_b + \mu_{2c} X_c,$$
$$Y_3 = 0 + 0 + X_c.$$

Aus den Belastungszuständen $X_a = 1$, $X_b = 1$ und $X_c = 1$ folgen

die Momente	und	die Stabkräfte
$M_a = M_1$		$S_a = S_1$
$M_b = \mu_{1b} M_1 + M_2$		$S_b = \mu_{1b} S_1 + S_2$
$M_c = \mu_{1c} M_1 + \mu_{2c} M_2 + M_3$		$S_c = \mu_{1c} S_1 + \mu_{2c} S_2 + S_3$.

Die Belastungszustände $Y_1 = 1$, $Y_2 = 1$, $Y_3 = 1$ nehmen wir nach Abb. b, c, d an, nur ein Belastungsbild soll antisymmetrisch sein (Abb. 4c). Die Belastungszustände $X_a = 1$, $X_b = 1$, $X_c = 1$ sind in Abb. 4e, f, g dargestellt.

Um drei voneinander unabhängige Gleichungen zu erhalten, bestimmen wir die Koeffizienten μ so, daß in den Ausdrücken für X_a, X_b und X_c alle Produkte $M\,M$ und $S\,S$ verschwinden, die verschiedene Zeiger haben; also

$$[a\,b] = \mu_{1b}[1 \cdot 1] + [1 \cdot 2] = 0,$$
$$[b\,c] = \mu_{1c}[1 \cdot 2] + \mu_{2c}[2 \cdot 2] + [2 \cdot 3] = 0,$$
$$[a\,c] = \mu_{1c}[1 \cdot 1] + \mu_{2c}[1 \cdot 2] + [1 \cdot 3] = 0,$$

da aber $[1 \cdot 2] = 0$ und $[2 \cdot 3] = 0$ sein muß, erhalten wir

$$\mu_{1b} = 0, \quad \mu_{2c} = 0 \text{ und}$$
$$\mu_{1c} = -\frac{[1 \cdot 3]}{[1 \cdot 1]} = -\frac{\int M_1 M_3 \cdot \frac{J_c}{J} \cdot dx}{\int M_1^2 \cdot \frac{J_c}{J} \cdot dx + \Sigma S_1^2 s \cdot \frac{J_c}{F}} = -0{,}119.$$

Der Berechnung liegen die nachstehenden Zahlenwerte zugrunde:

$$\frac{J}{J_c} = \frac{h^3}{h_c^3}; \quad h_c = h_g$$
$$\frac{J_c}{F} = 33 \text{ m}^2 \text{ für die Kette,}$$
$$= 750 \text{ „ „ „ Hängestangen,}$$
$$= 180 \text{ „ „ „ Pylonen,}$$
$$= 16{,}4 \text{ m}^2 \text{ für den Versteifungsträger,}$$
$$= 100 \text{ m}^2 \text{ für die Bogengurtung,}$$
$$= 800 \text{ „ „ „ Pfosten der Bogengurtung.}$$

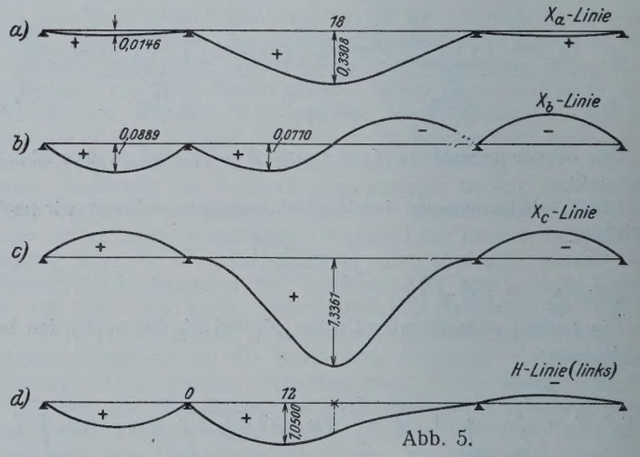


Abb. 5.

Die Einflußlinien für X_a, X_b und X_c und für den waagerechten Zug der linken Kette sind in Abb. 5 dargestellt. Die waagerechte Kraft der Kette ist $H = 2573$ t, also um 24% kleiner als für das Hängewerk ohne Bogengurtung, die waagerechte Kraft der Bogengurtung $X_c = -1566$ t.

Die Biegungsmomente der beiden betrachteten Hängewerke mit und ohne Bogengurtung sind beinahe gleich.

Die Durchbiegung in Tragwerkmitte beträgt bei der Belastung $p = 4{,}1$ t/m

$$f = +0{,}79 \text{ m} = \frac{1}{1005} \cdot l.$$

Dieses Hängewerksystem ist also bedeutend steifer als das ohne Bogengurtung; das Eisengewicht ist auch etwas kleiner.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Talsperre Cignana.

Von Ing. Dr. **Wilhelm Vieser,** Wien.

I. Allgemeine Beschreibung der Anlage.

Zu den bemerkenswertesten Wasserkraftanlagen Piemonts gehört das Großkraftwerk, das im Tal des Marmore, eines linkseitigen Zubringers der Dora Baltea, von der Società Idroelettrica Marmore (S. I. M.), die der Gruppe S. I. P. (Società Idroelettrica Piemonte) angehört, erbaut wird. Das Schema der Anlage (Abb. 1) zeigt die Bauwerke des ersten, vor kurzem beendeten Ausbaues und die des zweiten. Die ersteren (Abb. 2) umfassen die Entnahme von Perreres, das Pumpwerk Promeron und die Staumauer von Cignana, die im Jahre 1925 begonnen und im September 1928 fertiggestellt wurde.

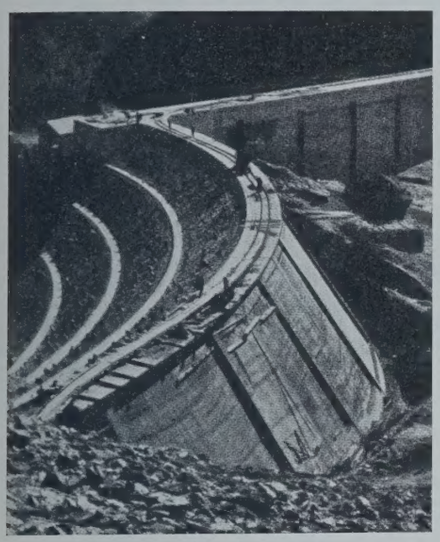


Abb. 4.

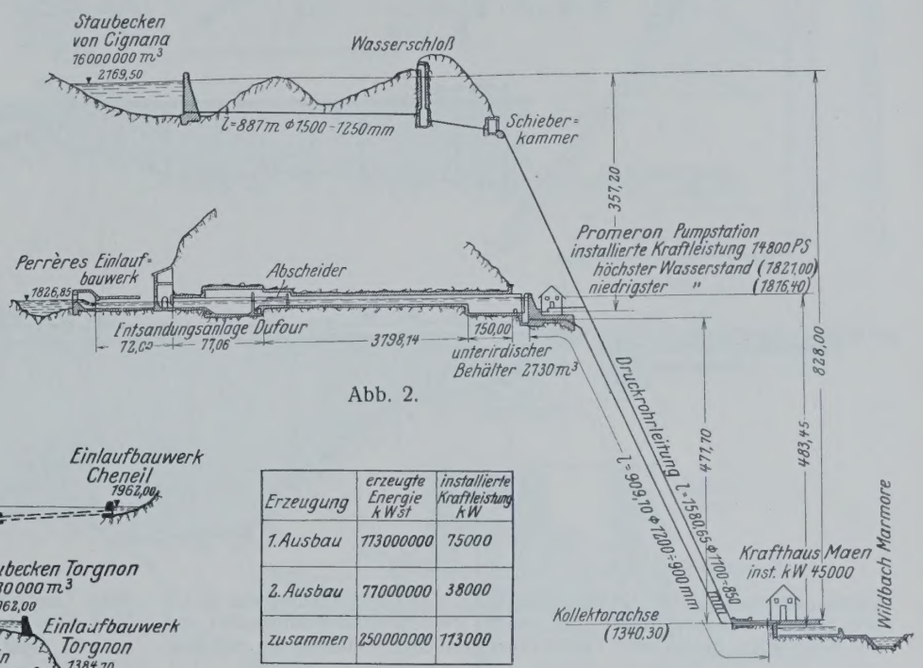


Abb. 2.

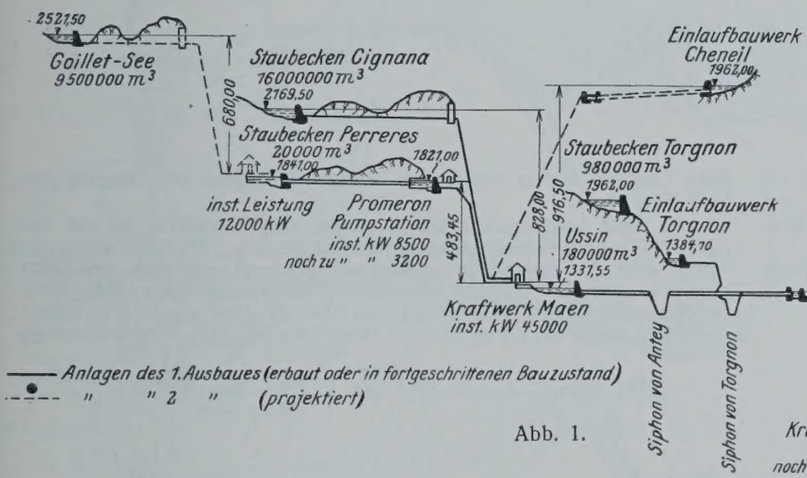


Abb. 1.

Erzeugung	erzeugte Energie kWst	installierte Kraftleistung kW
1. Ausbau	113000000	75000
2. Ausbau	77000000	38000
zusammen	250000000	113000

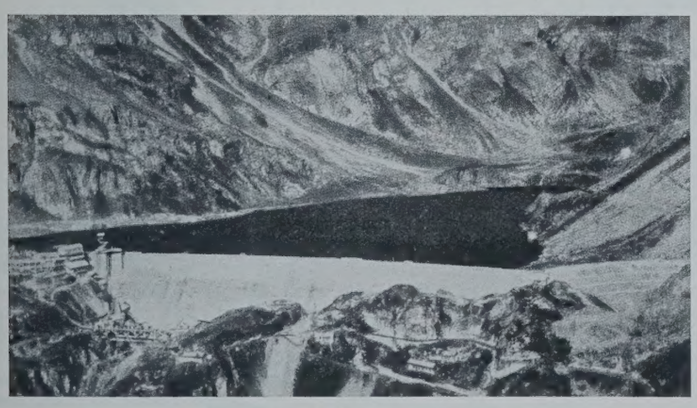


Abb. 3.

Die Talsperre Cignana befindet sich nach dem Berichte von Ing. Felice Contessini in „L'Energia Elettrica" 1928, S. 1434, auf Kote 2150 m und besteht aus zwei Teilen, einer Schwergewichtmauer aus Beton (Abb. 3) und einem Damm aus Trockenmauerwerk mit Dichtungsplatte (Abb. 4). Maßgebend für die verschiedene Bauweise waren die Untergrundverhältnisse; die Mauer ruht auf dichtem Amphibolitfels, der Damm auf glazialen Schichten, seine Dichtungswand reicht bis zum festen Gestein.

Das Einzugsgebiet umfaßt 12 960 km², der Nutzspeicherraum beträgt 16 Mill. m³. Da der durchschnittliche Jahresabfluß nur 13 Mill. m³ ausmacht, wurde das Pumpwerk Promeron errichtet, das die Füllung des Sees, Jahre außergewöhnlicher Trockenheit ausgenommen, sichert.

Im Krafthause Maen (Abb. 5) werden zwei Gefällstufen ausgenutzt, die von Cignana mit 828 m und die von Perreres mit 480,70 m. Die installierte Kraftleistung beträgt 45 000 kW.

Die Betonmauer hat eine Kronenlänge von 401,78 m (Abb. 6); die größte Höhe talseitig ist 58 m; der wasserseitige Anzug ist 0,05, die luftseitige Böschung 1 : 0,7 und 1 : 0,8; die Mauer ist nach einem Halbmesser von 0,50 m gekrümmt und hat 5 m Kronenbreite und 3,50 m Freibordhöhe. Die Berechnung der Mauer wurde unter Annahme eines Raumgewichtes von 2300 kg/m³, eines Unterdruckes von zwei Drittel des Wasserdruckes und einer Eispressung von 11 t/m vorgenommen, wobei als größte Hauptspannungen 14,5 kg/cm² talseitig und 12,46 kg/cm² bergseits errechnet wurden; die kleinste Druckspannung wasserseitig beträgt 0,3 kg/cm².

Die Mauer enthält ein vollständiges Drainagesystem, bestehend aus Schächten von 50 cm l. W. und drei Begehungsstollen. Dehnfugen waren alle 30 m vorgesehen, im oberen Teil wurden jedoch noch Zwischenfugen eingeschaltet (Abb. 7); bei den Dehnfugen wurden Revisionsschächte angeordnet.

Der Steindamm ist nach einem Halbmesser von 79,89 m gekrümmt, hat 109,65 m Kronenlänge, 3,20 m Kronenbreite, eine größte Höhe von 15,50 m und trapezförmigen Querschnitt mit einer Böschung 1 : 0,7 wasserseitig und 1 : 1½ talseitig; letztere ist durch 0,9 m breite Bermen in Höhenabständen von 4 m unterbrochen. Die Freibordhöhe ist ebenfalls 3,50 m. Wasserseitig ist eine Betonplatte mit einer Dichtungshaut aus asphaltierter Jute und darüber eine Eisenbetonplatte als Schutzschicht vorgesehen (Abb. 8).

Das Wasser wird entnommen durch ein auf Kote 2130 m, somit 39,50 m unter dem Stauspiegel liegendes Rohr von 1,50 m ∅, das talseitig durch zwei Ventilklappen von 1,30 m ∅ geschlossen werden kann.

Die ebenfalls an der Betonmauer angebrachten Entleerungsvorrichtungen umfassen:

einen selbsttätigen Stauregler, bestehend aus 5 Saugüberfällen mit einer Schluckfähigkeit von 90 m³/sek, einem Auslaß auf Kote 2146 von 3 Rohrschützen gebildet, die je 15 m³/sek abführen können, und einem Grundablaß von 50 cm ∅ auf Kote 2123,50 m; insgesamt können 150 m³/sek abgelassen werden, was 11,5 m³/sek je km² entspricht.

II. Baustelleneinrichtung.

Der Bauhof wurde auf der rechten Talseite ungefähr auf Kote 2180 m (Stauziel 2169,50 m) errichtet (s. Abb. 9). Die Verbindung des Bauhofs mit Maen an der Fahrstraße Chatillon—Valtournanche wurde mit einer Seilschwebebahn von 10 t/h Förderleistung, die fast ausschließlich den Zementtransport besorgte, und einem Schrägaufzug, parallel zur Druckrohr-

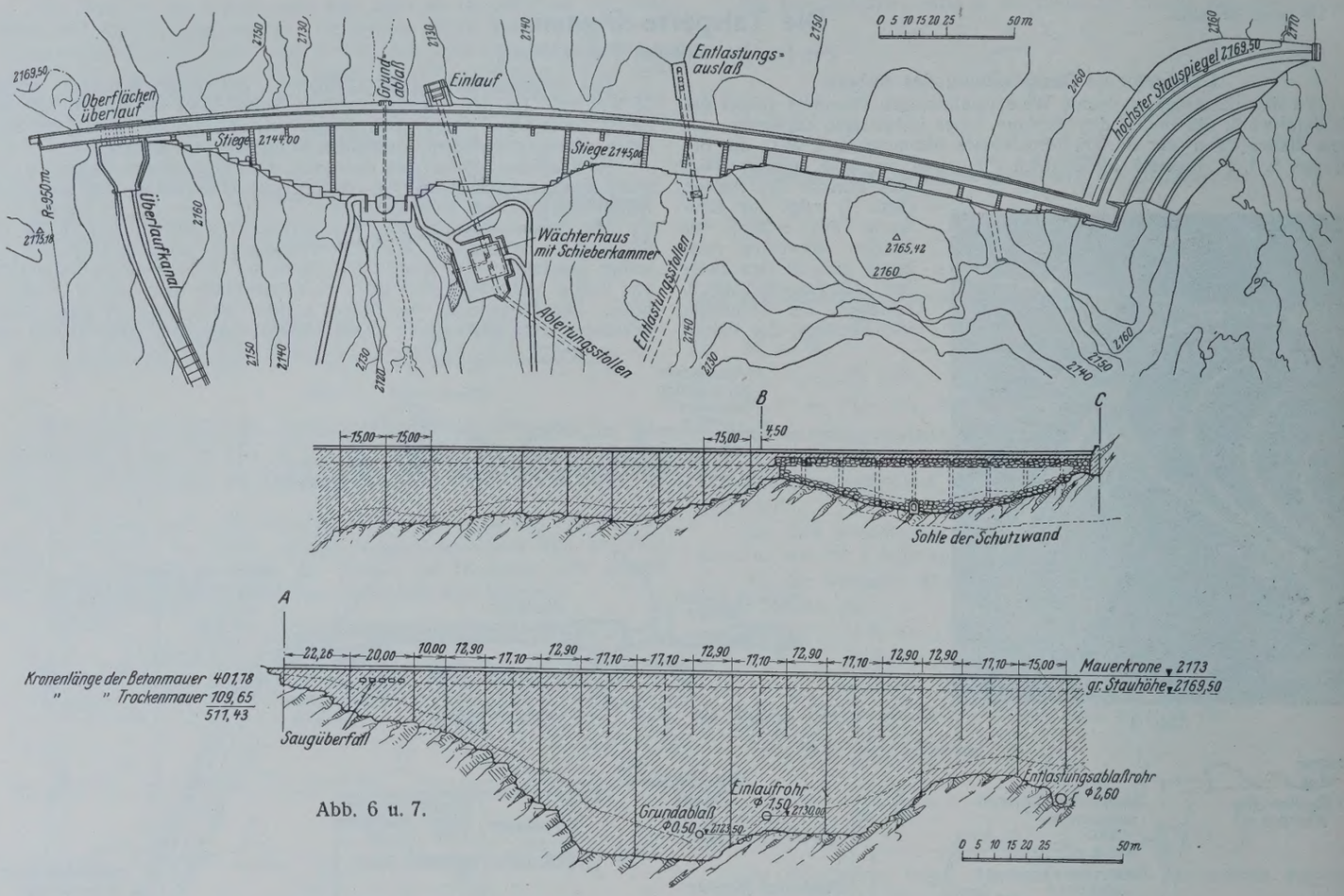


Abb. 6 u. 7.

leitung, hergestellt. Der Schrägaufzug hatte eine Förderleistung von 25 t/h und bestand aus zwei Teilstrecken mit der Zwischenstation Promeron; von der Bergstation führte eine Fahrstrecke und eine Rollbahn bis zur Baustelle.

Von besonderem Belang sind nur die Einrichtung zur Herstellung des Betons, die aus Abb. 10 u. 11 entnommen werden können.

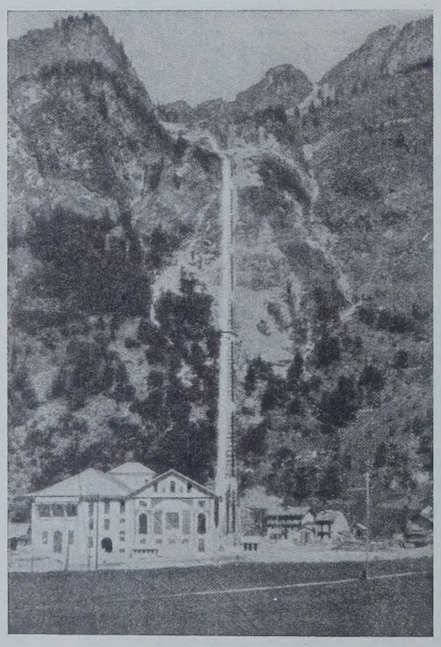


Abb. 5.

Im Jahre 1926 wurde Sand und Kies aus einer Sandgrube bei Cignana mittels Eimerkettenbaggers gewonnen, Sand und Kies getrennt und mit Rollbahn den Mischmaschinen zugeführt. In Verwendung standen auf der 2 km langen Strecke fünf Lokomotiven. Wegen der geringen Leistung der Siebtrommeln wurden bei 10stündigem Betrieb nur 250 m³ gewonnen, obgleich der Bagger etwa 90 m³/h theoretische Leistung hatte; die wirkliche Leistung betrug wegen des häufigen Umlegens des Baggergleises bloß 40 m³/h.

Da diese Leistung sich als zu gering erwies, mußten für das Baujahr 1927 andere Einrichtungen geschaffen werden. Zunächst wurde das Sieben von der Baggerung vollkommen getrennt und noch ein Löffelbagger eingestellt. Es wurde eine eigene Aufbereitungsanlage (Abb. 12) eingerichtet und ein Schrägaufzug mit einer Förderleistung von 90 m³/h erbaut; außerdem wurde ein Zweischichtenbetrieb und die nächtliche Beleuchtung

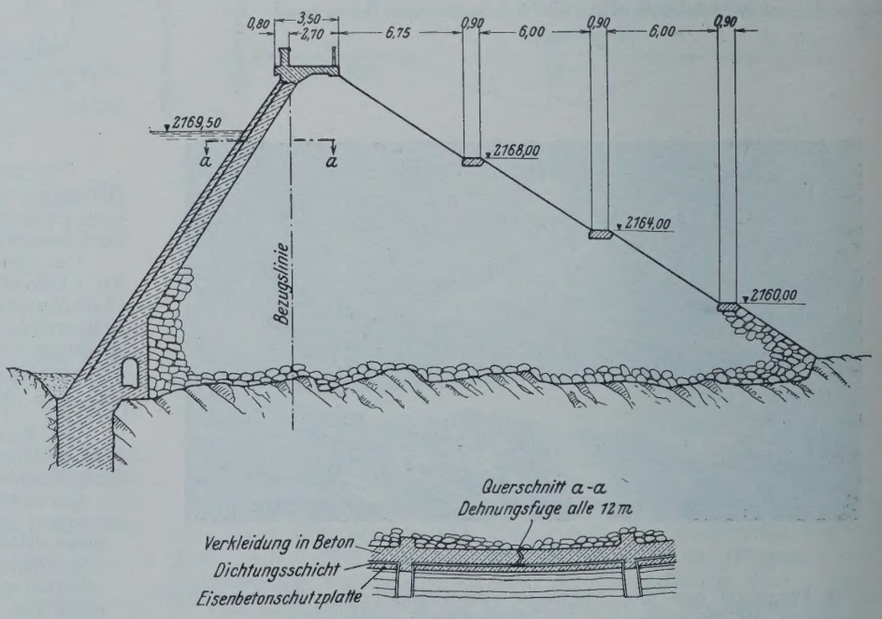


Abb. 8.

der Baustelle eingeführt; hierdurch gelang es, die Stundenleistung um 80% zu steigern und die Tagesleistung (20-Stunden-Betrieb) auf 850 m³ zu heben.

Das gemischtkörnige Gemenge wurde von den Rollbahnwagen in einen Vorsilo von 100 m³ Inhalt geschüttet, dann in drei großen Sortiersieben mit 15 und 70 mm Lochweite in Sand und Kies geschieden. Der

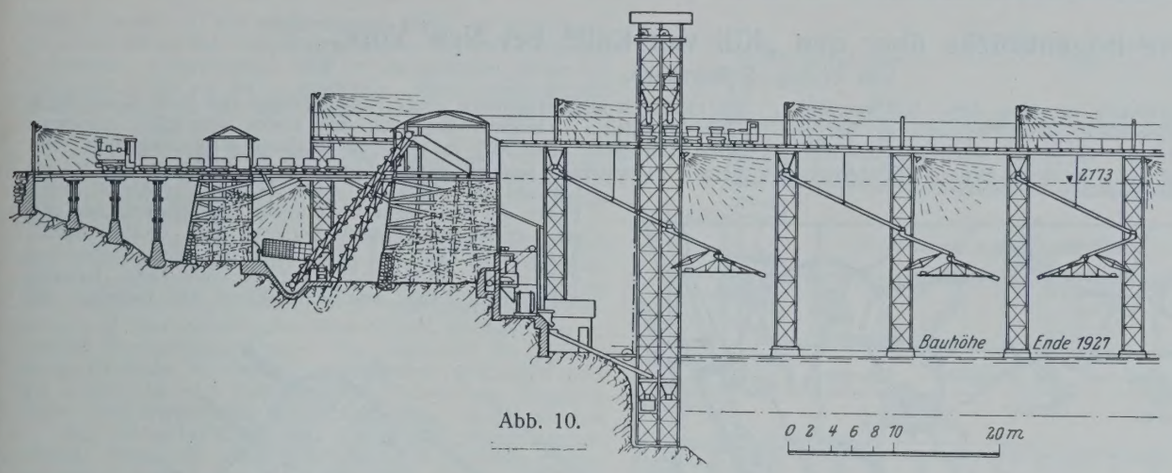


Abb. 10.

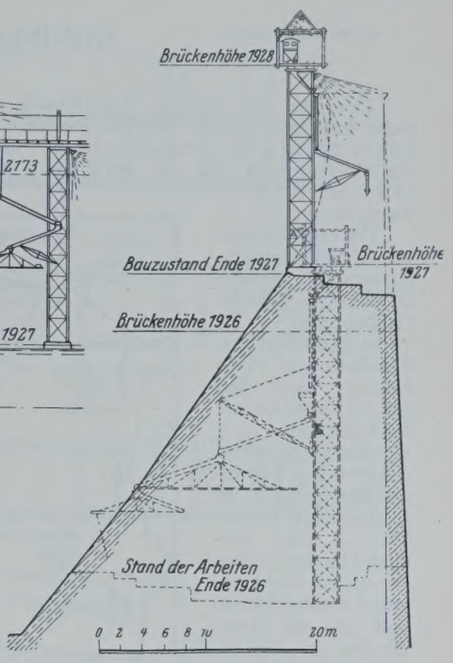


Abb. 11.

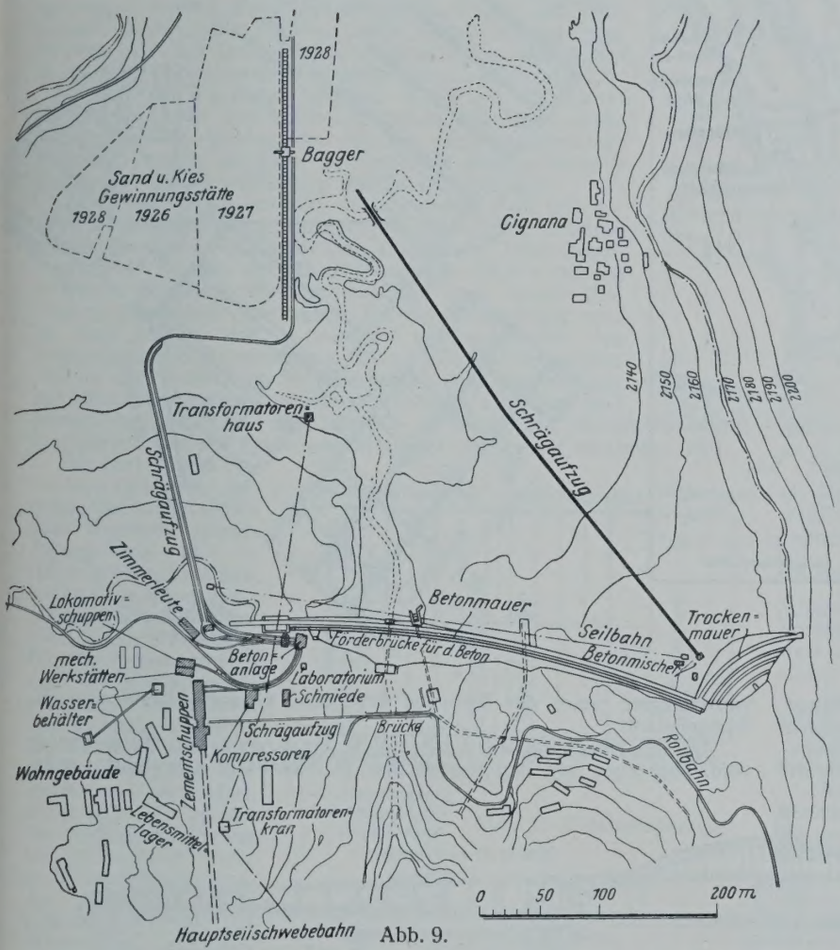


Abb. 9.

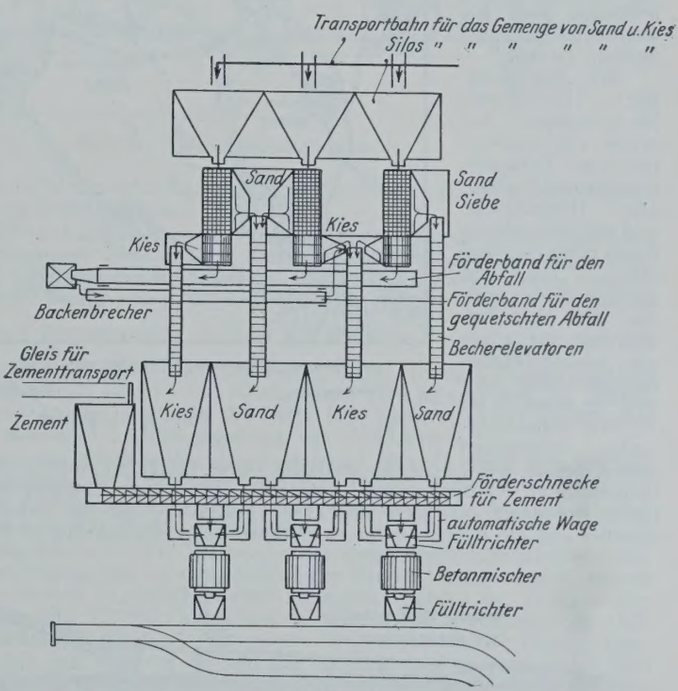


Abb. 12.

Abfall von über 70 mm Korngröße wurde Backenbrechern zugeleitet, das gequetschte Material sodann neuerlich gesiebt. Aus den Sortiertrommeln fiel der Sand und der Schotter in Gruben, aus denen er durch vier Eimerelevatoren in Silos von 300 m³ Inhalt gebracht wurde. Zur genauen Dosierung wurden dann die Zuschlagstoffe durch Meßgefäße zu den Mischern geleitet. — Der Zement wurde aus dem, 100 Eisenbahnwagen fassenden Hauptmagazin am Ende der großen Seilschwebebahn mit besonderen Wagen den Zementsilos zugeführt. Von dort wurde der Zement durch eine große Förderschnecke und drei kleinere zu den Wägevorrichtungen geleitet, die geregelt werden konnten und eine Zähleinrichtung besaßen; so war man in der Lage, genaue Zementmengen abzumessen und auch zu kontrollieren.

Das Mischwasser wurde aus einem Behälter von 100 m³, der für die Wasserversorgung der ganzen Baustelle diente, den regelungsfähigen Wasserbehältern der Mischer zugeleitet; der Wasserzusatz wurde der Feuchtigkeit des Sandes angepaßt und konnte bis auf 50 l herabgesetzt werden; auf diese Weise konnte ein bestimmter Zementwasserfaktor eingehalten und eine gleichmäßige Festigkeit erzielt werden; eine Wasseruhr gestattete die Überwachung und Überprüfung.

Die 950-Liter-Mischmaschinen wurden für Mischungen von 800 l verwendet; alle drei erreichten Stundenleistungen von 100 m³; gewöhnlich wurden mit zwei Mischern 60 m³ hergestellt.

Die zweckmäßige Einrichtung der Mischanlage hätte die Bedienung durch drei Mann ermöglicht; es wurden jedoch sechs eingestellt, um bei Verstopfungen der Fülltrichter durch feuchten Sand oder anderen Betriebsstörungen sogleich nachhelfen zu können.

Aus den Mischmaschinen rutschte der Beton unmittelbar in die Förderwagen oder auf einen Bandförderer, der zum Elevator führte.

Der Betonierungssteg (Abb. 10) besteht aus Eisenfachwerkpfeilern in 11 m Abstand, die Vollwandträger stützen. Auf der Brücke liegen zwei Rollbahngleise; jeder zweite Pfeiler trägt einen Derrick für die Betongießrinnen und deren Schütttrichter. Durch diese Einrichtung wurde die Handarbeit auf das geringste Maß beschränkt. Der 38 m hohe Elevator ist ein Doppelaufzug mit Gefäßen von 900 l Inhalt und 100 m³/h Leistung. Die Förderung auf dem Betonierungssteg wurde in den beiden ersten Baujahren durch Menschen, im Jahre 1928 wegen der großen Förderlänge jedoch mit Elektrozugwagen von 6 PS, die vier Wagen zu je 1 m³ zogen, bewerkstelligt.

Der Bauhof enthielt außerdem alle auf einer abgelegenen Großbaustelle notwendigen Magazine, Werkstätten, Wohnbaracken usw.

Der Energiebedarf wurde von einem Hilfskraftwerk am Marmore von 1000 PS gedeckt. Die Beleuchtungsanlage bestand aus 97 Lampen von 36 000 Kerzen.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Bogenbrücke über den „Kill van Kull“ bei New York.

Von Dr.-Ing. **R. Bernhard.**

Der Bau der größten Bogenbrücke ist über den „Kill van Kull“, dicht bei New York, begonnen worden. Ihre Hauptöffnung hat eine Spannweite von 510 m und wird also die neue Bogenbrücke bei Sydney um 7,60 m und die der berühmten Hellgate-Brücke (Fertigstellung 1916) um 207,30 m überschreiten.

Die Brücke bildet im Zusammenhang mit den drei anderen im Bau befindlichen Großbrücken New Yorks, beim Fort Lee, Elisabeth und Perth Amboy, einen Teil der im Vergleich mit europäischen Verhältnissen geradezu riesenhaften Verbesserungen der Ausfallstraßen New Yorks[1]) (Abb. 1). Sie verbindet Bayonne (New Jersey) mit Port Richmond (Staten Island) und soll als Ersatz für den seit der Eröffnung des Holland-Tunnels (vgl. Abb. 1) besonders stark anwachsenden Fährverkehr dienen.

Wie „Eng. News-Rec.“ 1928 vom 13. Dezember berichtet, sind drei verschiedene Entwürfe, ein Gerber-Überbau, eine Hängebrücke und ein Zweigelenkbogen ohne Zugband (Abb. 2), eingehend durchgearbeitet worden. Der erste Entwurf ist vor allem aus schönheitlichen Bedenken, der zweite weil er etwa 1 bis $1^1/_2$ Mill. Dollar Mehrkosten verursachen würde, selbst wenn man die vielleicht etwas billigeren Anstricharbeiten berücksichtigt, fallengelassen worden. Für den Zweigelenkbogen spricht besonders der hoch anstehende Felsboden, der die Gründungsarbeiten und die Aufnahme des gewaltigen Waagerechtschubes erleichtert.

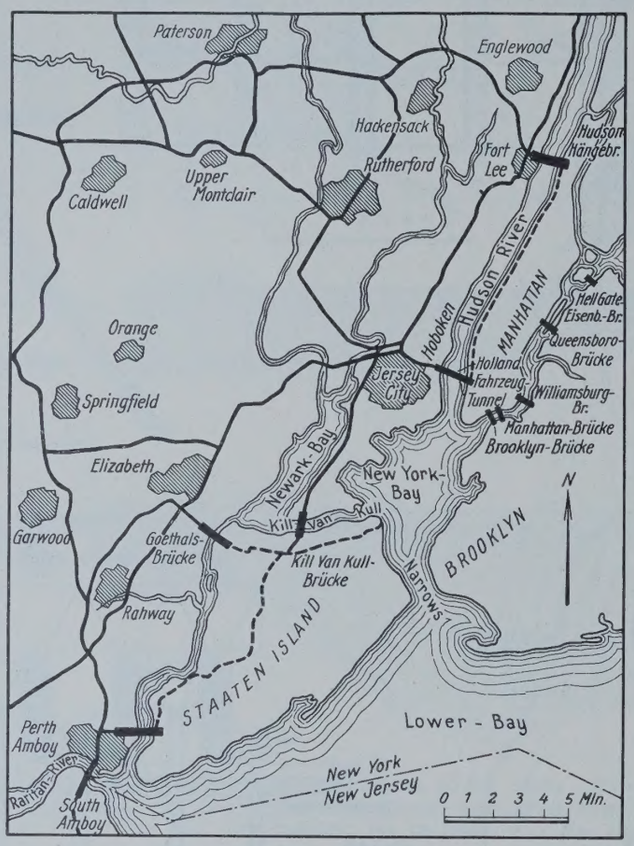


Abb. 1. Lageplan.

gurte haben in Brückenmitte einen Höhenabstand von 11,40 m von Mitte Ober- bis Mitte Untergurt, der nach den Enden allmählich zunimmt. Mitte Untergurt liegt 83,5 m über der Auflagerverbindungslinie. Die beiden Hauptträger sind in einem Abstande von 22,55 m angeordnet. Obwohl der Fluß in einer Schrägen gekreuzt wird, liegen die Widerlager winkelrecht zur Brückenachse und sind entsprechend zurückverlegt. Das Lichtraumprofil über MHW hat auf 304,8 m Breite eine Höhe von 41,2 m in Brückenmitte von 45,7 m. Die Rampen haben eine Länge von je rd. 600 m und bestehen aus vollwandigen, unter der Fahrbahn liegenden, eisernen Überbauten auf Betonpfeilern.

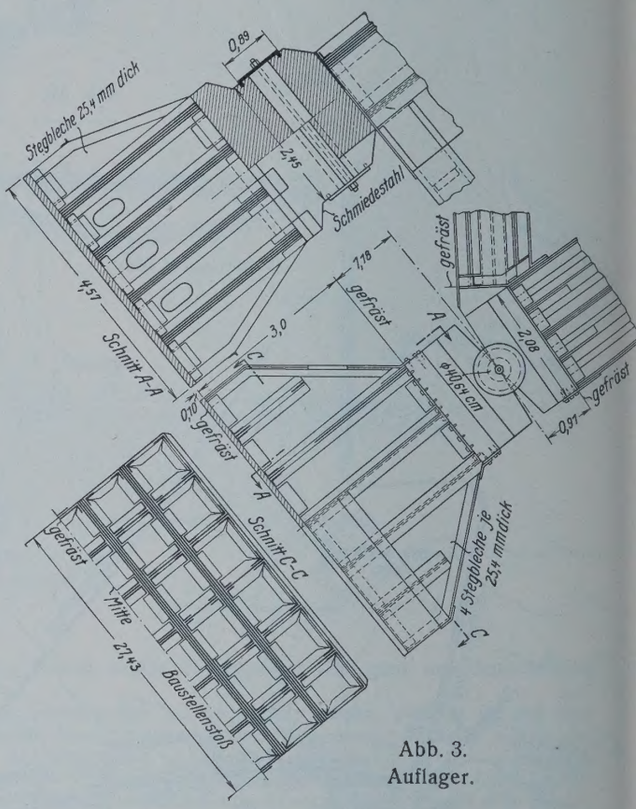


Abb. 3. Auflager.

Der als Haupttragglied durchgeführte Untergurt der Mittelöffnung wird, abgesehen von den Stegblechen, in Nickelstahl ausgeführt; seine

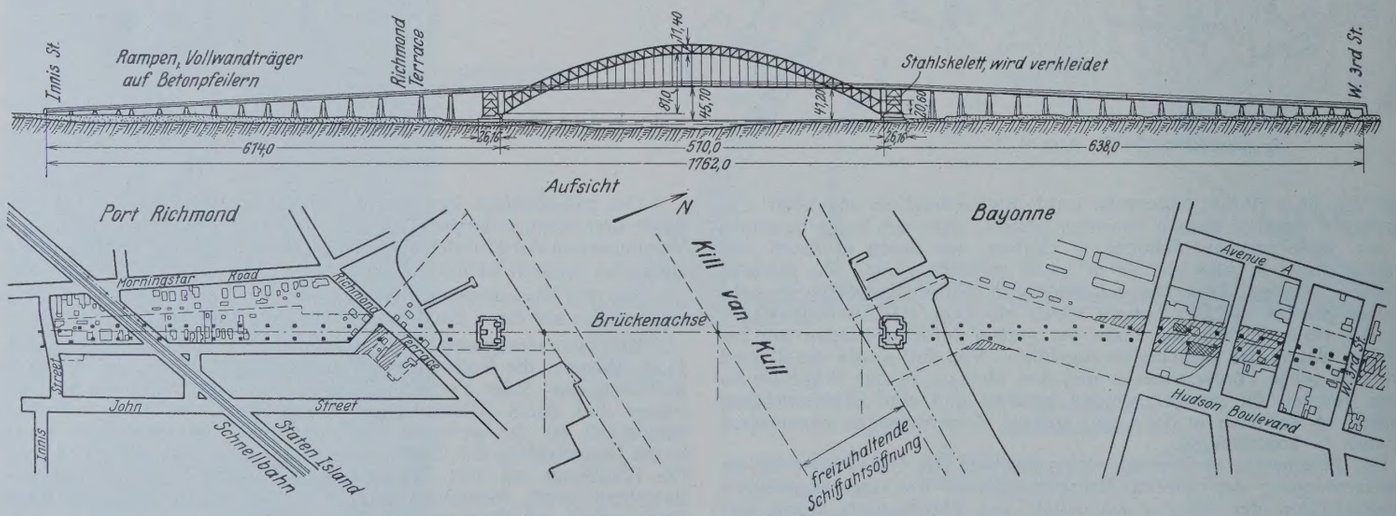


Abb. 2. Gesamtbild der Brücke.

Schließlich ist die Durchbiegung einer Hängebrücke unter gleicher Verkehrslast zu etwa dem $7^1/_2$fachen der zur Ausführung bestimmten Bogenbrücke ermittelt.

Die parabolisch geführten, fachwerkartig verbundenen Hauptträger-

größte Drucknormalkraft beträgt 12600 t, sein Querschnitt schwankt zwischen 6350 und 3730 cm², bei 1,65 m × 2,08 m äußeren Abmessungen.

Der Obergurt dient dagegen im wesentlichen, in Verbindung mit den Pfosten und den zur Mitte hin fallenden Schrägen, nur zur Aussteifung des Untergurtes. Sein aus Siliziumstahl, ebenso wie die Stegbleche des Untergurtes, hergestellter Querschnitt (2490 cm²) hat etwa

[1]) Vgl. „Der Bauingenieur“ 1927, Heft 6.

4000 t Druck an der ungünstigsten Stelle zu übertragen. Sämtliche Stöße der Hauptträger müssen die volle Stabkraft aufnehmen; ausgenommen sind nur die gefrästen Stöße des Untergurtes, die nur 60 % übertragen sollen, sowie die der Wechselstäbe, die für die Summe der Zug- und Druckkräfte berechnet sind.

Bemerkenswert sind noch die Bolzen der vier Auflager, die aus 2,45 m langen Walzen in Schmiedestahl von je 40,64 cm ⌀ hergestellt werden. Weitere Einzelheiten gehen aus Abb. 3 hervor.

Die Fahrbahnbreite beträgt 19,80 m mit zwei seitlich je 2,29 m ausgekragten Gehbahnen (Abb. 4). Im ersten Ausbauzustande wird nur eine 12,20 m breite Fahrbahn für vier Fahrzeugreihen und je zwei 1,98 m breite angrenzende Fußwege, und zwar zwischen den Hauptträgern, durchgeführt. Im zweiten Ausbauzustande kann dann entweder die 19,80 m breite Fahrbahn für sechs Fahrzeugreihen geschaffen oder die bereits für vier Fahrzeugreihen bestehende Fahrbahn durch zwei angrenzende Schnellbahngleise ergänzt werden.

Die Felderteilung und mithin der Hängestangenabstand beträgt 40 × 12,70 m. Die 2,29 m hohen Hauptquerträger werden durch zwei Hauptlängsträger und diese wieder durch einen 1,52 m hohen Nebenquerträger verbunden (Abb. 5). Die dazwischen angeordneten acht Nebenlängsträger sind normale Walzprofile (etwa I 45).

Unter der Fahrbahn liegt ein K-förmiger Windverband, ebenso in den Flächen zwischen den Ober- sowie Untergurten der Bogen, die nur bei der Fahrbahndurchdringung wegen des frei zu haltenden Lichtraumprofils durch eine Rahmenausbildung unterbrochen werden.

Da, wie bereits erwähnt, der anstehende Fels sich nur etwa 3 bis höchstens 7 m unter MHW befindet, sind keinerlei schwierige Gründungsarbeiten auszuführen. Die Betonfundamente werden in offener Baugrube (56,4 × 48,8 m) zwischen doppelten Stahlspundwänden ohne innere Versteifung geschüttet. Der untere Teil der Fundamente wird so hoch geführt, daß er zunächst nur den Schub des Bogeneigengewichts aufnehmen kann (Abb. 6). Der weitere Aufbau nach Aufstellung der Hauptbogen dient zur Erhöhung der lotrechten Auflast, um dem Schub aus Fahrbahn und beweglichen Lasten das Gleichgewicht zu halten, und besteht aus einem Stahlskelett, das mit Beton ummantelt und mit Granit verkleidet wird.

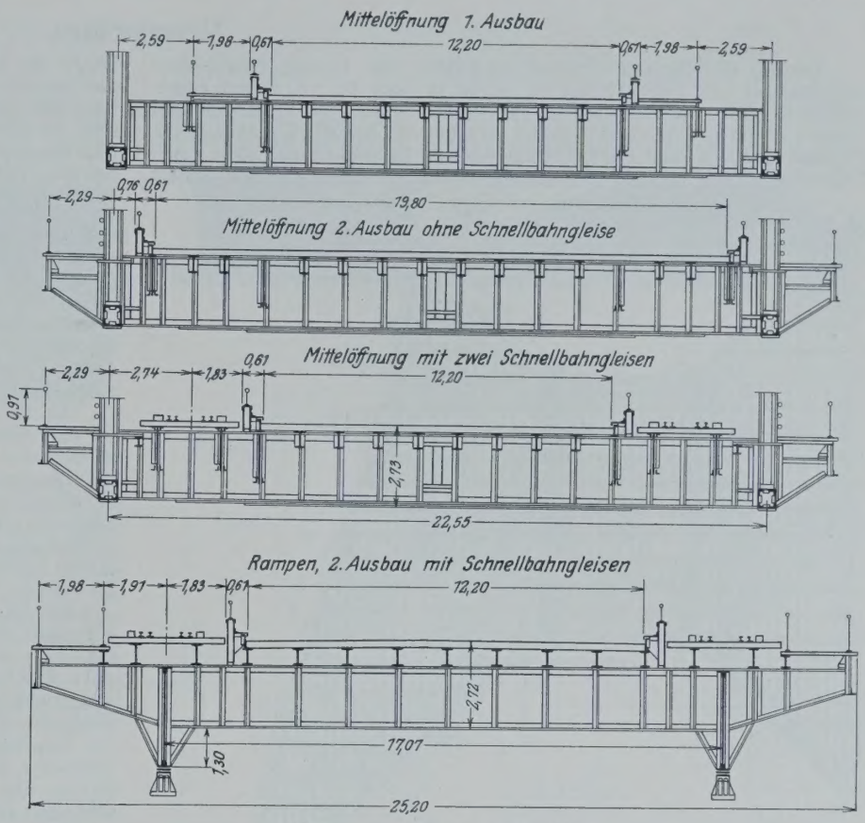


Abb. 4. Fahrbahnquerschnitte.

Der statischen Berechnung sind folgende Belastungsannahmen zugrunde gelegt: Eigengewicht 40 t je lfd. m Brücke, Verkehrslasten 9 t je lfd. m Gleis für zwei Schnellbahnen, 3,6 t je lfd. m Fahrbahn für vier Fahrzeugreihen und 900 kg je lfd. m für die beiden Gehbahnen. Die gesamte Verkehrslast wurde entsprechend der Belastungslänge und -breite so vermindert, daß z. B. bei Vollast auf der ganzen Mittelöffnung nur 7,8 t je lfd. m Brücke zu berücksichtigen sind. Als Temperaturunterschiede sind ± 30 °, an Windkräften auf den Obergurt 670 kg/m, auf den Untergurt 1200 kg/m, auf die Fahrbahn 1100 kg/m, also insgesamt rd. 3 t/m in Rechnung gestellt. An Längskräften sind $^1/_{10}$, an Querkräften $^1/_5$ der lotrechten Schnellbahnachslasten zugrunde gelegt.

Unter diesen Annahmen errechnet sich der größte Schub zu insgesamt 12700 t.

Für das Eigengewicht werden die Hauptträger als Dreigelenkbogen mit der dazu erforderlichen Überhöhung eingebaut; für die übrige Konstruktion sowie die beweglichen Lasten die Hauptträger entsprechend dem Montagevorgang in Zweigelenkbogen durch Beseitigung des Scheitelgelenkes verwandelt.

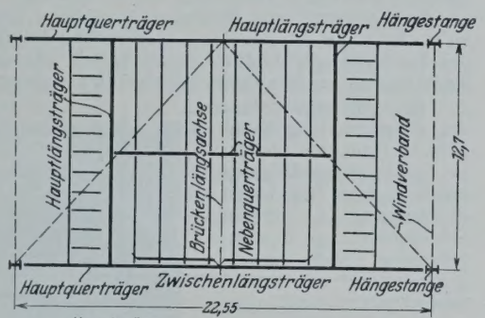


Abb. 5. Fahrbahngerippe.

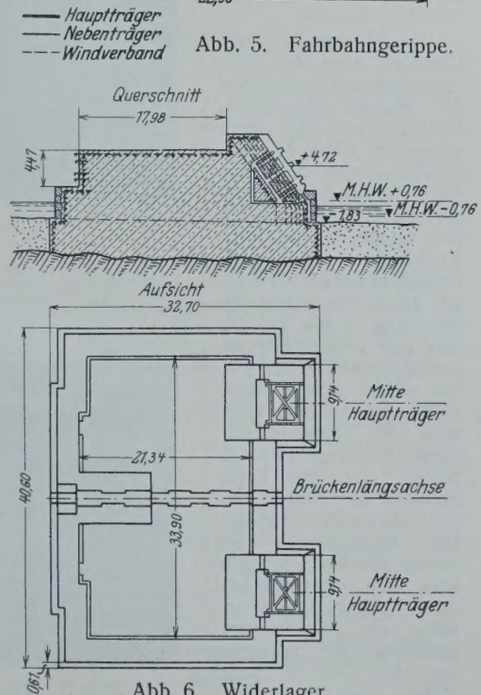


Abb. 6. Widerlager.

Die zulässigen Beanspruchungen betragen für Normalstahl 1400, für Siliziumstahl 1890 und für Nickelstahl 2310 kg/cm². Bei Druckstäben werden die Spannungen vermindert, und zwar entsprechend dem Schlankheitsgrade bis zu einem Mindestwerte von 1190, 1610 bzw. 1960 kg/cm² $\left(\text{zulässige Beanspruchung weniger } 4{,}2,\ 5{,}6 \text{ bzw. } 7\frac{l}{i}\right)$. Als zulässige Scherbeanspruchungen (die größte Blechstärke beträgt 38 mm) sind für Normalstahl 875 kg/cm², für Siliziumstahl 1190 kg/cm² und für Nickelstahl 1400 kg/cm² sowie für die Niete 1050 kg/cm² gewählt worden mit einem zulässigen Lochleibungsdruck von 2100 kg/cm².

Über den genauen Montagevorgang ist noch keine Entscheidung gefällt worden, da er in erster Linie dem Unternehmer überlassen bleibt.

Die Fertigstellung wird im Jahre 1932 erwartet. Als Gesamtkosten sind etwa 18 Mill. Dollar angegeben.

Ausgedehnte Verkehrsstudien des vorhandenen Fährbetriebes unter Berücksichtigung der verkehrsanziehenden Wirkung des Neubaues, wie sie bei den älteren Großbrücken stets beobachtet worden ist, ergaben eine Schätzung von 950 000 Fahrzeugen im Jahre 1932, 2 Millionen für 1937 und 4 Millionen für 1950. Bei einem Brückenzoll von 75 Cent je Lastkraftwagen und Autobus, 50 Cent für alle anderen Fahrzeuge und 5 Cent für jeden Fahrgast ist nach Abzug der Unterhaltungs- und Betriebskosten ein Reingewinn in den entsprechenden Jahren von 0,78, 1,5 und 3,25 Mill. Dollar zu erwarten, also eine sehr reichliche Verzinsung des Anlagekapitals.

Der American Bridge Company ist die Lieferung und die Ausführung des Stahlüberbaues, einschließlich der Rampen, von 15 500 t Gesamtgewicht zum Preise von 5,019 Mill. Dollar übertragen worden (rd. 325 Dollar je t).

Die beiden gleichzeitig im Bau befindlichen Großbrücken der New Yorker Hafenbehörde, und zwar die bekannte Hudsonbrücke[2]) beim Fort Lee (vgl. Abb. 1) als größte Hängebrücke der Welt und das soeben beschriebene Bauwerk als größte Bogenbrücke der Welt, beweisen, daß die einseitige Bevorzugung einer Bauart nicht stattfindet, und daß die Entscheidung, welches Tragwerk den Vorzug verdient, auch drüben noch keineswegs gefallen ist. Die örtlichen, insbesondere die Baugrundverhältnisse werden immer die ausschlaggebende Rolle für die Wahl der Bauart bilden.

Zu diesem neuen, kühnen Unternehmen kann man den amerikanischen Ingenieuren jedenfalls nur Glück wünschen. Für den deutschen Brückenbau darf mit gewisser Befriedigung festgestellt werden, daß gerade die gewählte Bauart in Deutschland seit Jahrzehnten, wenn auch in weit kleinerem Ausmaße, wissenschaftlich bearbeitet und auch praktisch ausgeführt worden ist.

[2]) Zeitschr. d. V. d. I. 1927, Bd. 71, Nr. 51. Ferner „Die Bautechnik", Beilage „Der Stahlbau" 1929, Heft 17, S. 193.

Vermischtes.

Umbau der Europa-Brücke in Paris. Die Europa-Brücke über der Ausfahrt aus dem Bahnhof St. Lazare in Paris ist ein höchst eigenartiges Gebilde. Auf ihr laufen von beiden Seiten der Eisenbahn drei Straßen zusammen, die vereinigt den unmittelbar über den Bahnhofgleisen liegenden Europa-Platz bilden. Infolgedessen hat die Brücke nicht einen Grundriß in Form eines Rechtecks oder Parallelogramms, wie er allgemein

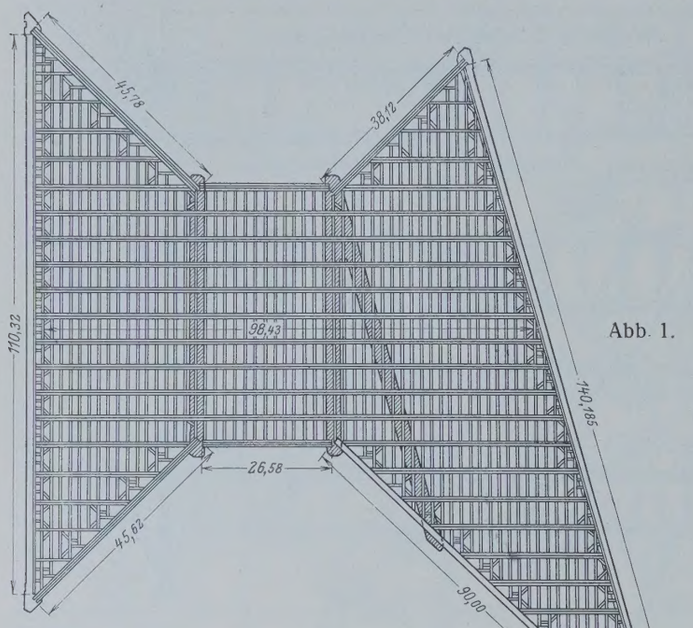


Abb. 1.

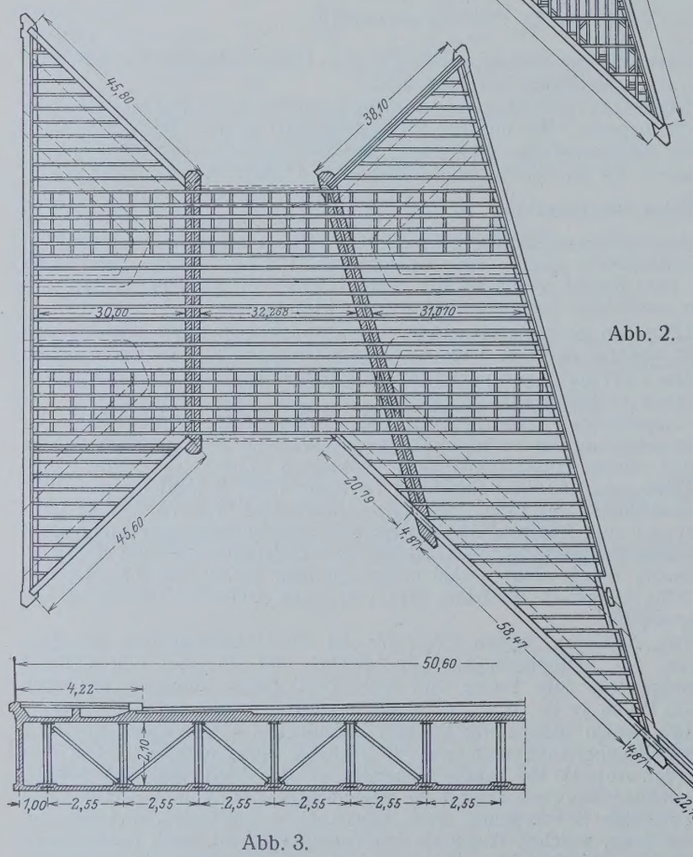


Abb. 2.

Abb. 3.

bei Brücken vorkommt, sondern einen sternförmigen Grundriß, indem von einem rechteckigen Mittelteil vier Strahlen in die von den Seiten herkommenden Straßen verlaufen. Der Umbau des Bahnhofs St. Lazare machte auch einen Umbau dieser Brücke nötig. Einerseits war er durch die veränderte Anordnung der Gleise unter der Brücke bedingt, anderseits gab das Alter der Brücke, die im Jahre 1866 erbaut worden war, Anlaß zu einer Erneuerung. Ihr Zustand war noch nicht gefahrdrohend, jedoch hatte das Eisenwerk durch den Rauch der unter ihr haltenden Lokomotiven gelitten, und es war anzunehmen, daß ihr keine lange Lebensdauer mehr beschieden sein würde.

Man hat sich bei der neuen Brücke grundsätzlich an die Bauart der alten gehalten. Diese (Abb. 1) besteht aus elf Trägern von etwa 100 m Länge, die quer zur Längsrichtung des rechteckigen Mittelteils verlaufen und durch zahlreiche Querversteifungen miteinander verbunden sind. Eingefaßt wird die Brücke durch Randträger, die als Fachwerke ausgebildet sind, sie überragen die seitlichen Gehwege. Die Träger unter den Fahr- und Gangbahnen sind vollwandig und haben eine Höhe von etwa 2 m. Bei der neuen Brücke (Abb. 2) verlaufen die ebenfalls vollwandigen Träger in derselben Richtung wie bei der alten, ihr Abstand ist aber nur halb so groß, nämlich 2,55 m gegen 5,10 m. Die Tragfähigkeit der neuen Brücke ist also erheblich größer als die der alten, und man hat es nicht für nötig gehalten, so viele Querverbindungen wie bei dem alten Tragwerk anzuordnen. Die Randträger sind ebenfalls vollwandig ausgebildet und haben wie die übrige Schar von Trägern eine Höhe von 2,10 m, so daß sie sich nicht über die Gehwege erheben. Weitere Träger überbrücken die dreieckigen, in die seitlichen Straßen ausstrahlenden Zwickel. Einer dieser Träger ist über das bisherige Ende hinaus verlängert und dort eingespannt, um die Beanspruchung auf seinem freien Teil zu verringern.

Als Baustoff für die neue Brücke ist Flußstahl gewählt. Um diesen vor dem zerstörenden Einfluß der Rauchgase der Lokomotiven zu schützen, werden die Trägerteile vollständig in Eisenbeton eingehüllt (Abb. 3). An die Untergurte wird eine dünne Eisenbetondecke angehängt, die zum Schutze gegen die Rauchgase noch einen Plattenbelag erhält. Seitlich schließen zwei senkrechte Wände das eiserne Tragwerk ab, und die obere Abdeckung wird durch die Fahrbahn aus Eisenbeton gebildet, so daß ein großer Kasten entsteht, der durch Mannlöcher zugänglich ist und besondere Luftabzüge erhält.

Die Arbeiten werden so ausgeführt, daß der Verkehr über den Bahnhofseinschnitt nicht unterbrochen wird; das wird durch die große Breite des Bauwerks verhältnismäßig erleichtert. Die neuen Träger werden auf der alten Brücke zusammengebaut und dann in die Zwischenräume der alten Träger eingesetzt; umgekehrt dient dann das neue Tragwerk dazu, die alten Träger anzuheben und abzubauen.

Der Bau soll im Jahre 1931 vollendet werden. Die dabei auszuführenden Arbeiten umfassen den Einbau von 2800 t Stahl und von 2800 m³ Beton. Die Gesamtfläche der Brücke beträgt rd. 8000 m². Die Arbeiten sind nach einem Bericht im Génie civil 1928 v. 8. Dezember mit 15 Mill. Fr. veranschlagt. Wkk.

Schleppfahrzeuge bei der Ausführung von Tiefbauten. Beim Verlegen von Rohren oder Kabeln ist eine Mechanisierung der Arbeiten immer schwierig. Wenn es auch mechanische Mittel zum Ausheben der für die Verlegung von Rohren usw. nötigen Gräben gibt (Grabenbagger), so mußten die anschließenden Arbeiten, das Einbringen der Rohre und das Zuschütten der Gräben — abgesehen von der Verwendung primitiver Baukrane — im Handbetrieb ausgeführt werden.

Bei dem großen Bau der Ferngasleitung Ruhrgebiet—Hannover gelang es, auch diese Arbeiten mechanischen Mitteln zu übertragen, indem Schleppfahrzeuge in weitgehendem Maße herangezogen und mit besonderen Zusatzeinrichtungen versehen wurden.

Abb. 2. Schlepperkran.

Das Heranbringen der Gasrohre nach den Verlegungsstellen geschah auf der Strecke Wunstorf—Kirchwehren mit Radschleppern (Abb. 1). Eingesetzt wurden die Rohre ebenfalls durch Radschlepper, die für diesen Zweck mit einem besonderen Kran ausgerüstet wurden. Gegenüber dem Ford-Kran hat der Schlepperkran der Hanomag (Abb. 2), der hier zum ersten Male angewendet wurde, den Vorteil, daß er nicht mit einer Reibungskupplung, sondern mit einem besonderen Wendegetriebe arbeitet, das das Drehmoment des Motors auf die Seiltrommel überträgt. Die Kraftleitung vom Motor zur Trommel geht über eine Stahlrolle mit zwei Kugelgelenken und über ein Schneckengetriebe an der Trommel, das die Last in jeder Höhe ohne Bremsband vollkommen gegen un-

Abb. 3. Zuschütten eines Grabens mittels Raupenschleppers.

Abb. 1. Zubringen von Rohren durch einen Schlepper.

beabsichtigtes Senken sichert. Die Kranträger sind unmittelbar an den Befestigungsnocken der Zugvorrichtung, also an den stärksten Teilen des Schleppers, befestigt, so daß irgendwelche Brüche am Schlepper selbst vermieden werden. Da die vordere Abstützung für die Kranträger mittels Drucklager auf dem Vorderachsschenkel angebracht ist, kann der Führer, selbst bei schwerster Last, das Lenkrad des Schleppers leicht drehen. Die Abstützung besitzt drei Rollen. Unebenheiten der Straße oder sonstige Hindernisse, die von den Vorderrädern genommen werden müssen, können sich nicht auf den Kran übertragen. Die Unebenheiten gleichen sich durch den gebogenen Bügel und die Rollen aus. Die Spitze des Kranes schwankt also nicht. Die Hub- und Senkbewegungen des Hakens werden durch einen Hebel vom Führersitz aus eingeleitet. Die Tragkraft beträgt 1500 kg. Trotzdem sind während des Baues Lasten von 2000 bis 2500 kg bewegt worden.

Nachdem die Rohre verlegt waren, geschah das Zuschütten der Gräben ebenfalls durch Schleppfahrzeuge. Vor dem Kühler des Hanomag-Schleppers (Abb. 3) ist eine in der Höhe verstellbare Schaufel oder Platte angebracht, mit der das Erdreich in den Graben geschoben wird. Da der Widerstand, den die Schaufel an dem ausgeworfenen Boden findet, groß ist, muß vom Schlepper eine entsprechend große Druckkraft hervorgebracht werden, die nur mit einem Raupenschlepper erreichbar ist. Bei einem Raupenschlepper ist die Zug- bezw. Druckkraft beinahe ebenso groß wie das Eigengewicht des Schleppers. Für solche Arbeiten hat der Raupenschlepper außerdem den Vorteil, daß er in dem lose aufgeworfenen Boden nicht einsinkt und über Unebenheiten leicht hinwegfahren kann. Das Zuschütten geschieht so rasch, daß unmittelbar anschließend eine Stampfmaschine und eine Straßenwalze folgen können. Riedig.

Anwendung und Arbeitsweisen von Eimerseilbaggern bei der Mississippi-Eindeichung. In Eng. News-Rec. 1929 vom 20. Juni finden sich bemerkenswerte Ausführungen über die Anwendung und Arbeitsweisen des Schwenkbaggers mit einem am Ausleger durch Seile geführten Eimer. Die Ausführungen sollen die Zweckmäßigkeit dieses Baggertyps für Verhältnisse darlegen, wie sie z. B. bei der Eindeichung des Mississippistromes vorlagen. Die Bauzeit war dort beschränkt, da die neuen Dämme bereits das nächste Hochwasser zurückhalten sollten. Der in bezug auf Feuchtigkeit und Tragfähigkeit oft wechselnde Boden bedingte ferner eine besondere Bauart sowohl was die Standsicherheit als auch das Arbeitsvermögen anbelangte. Für die dortigen Verhältnisse zeigte sich der in Abb. 1 dargestellte Typ als besonders geeignet.

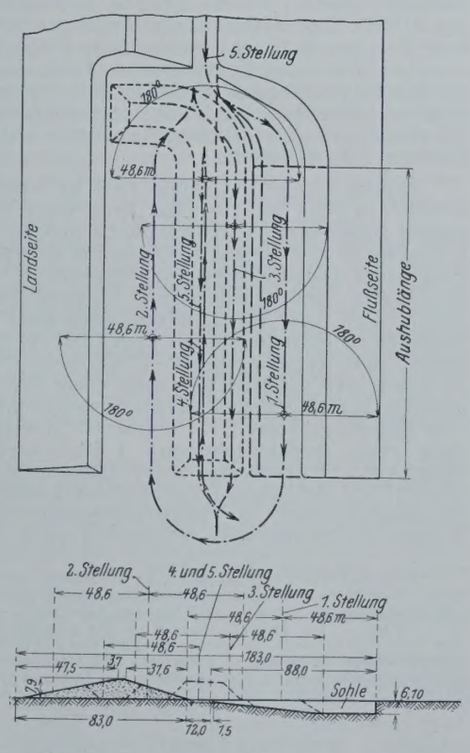


Abb. 2. Parallelverschiebung des Baggers.

Es werden in dem obengenannten Bericht zwei verschiedene Arbeitsweisen näher erörtert. Die eine setzt im wesentlichen Parallelverschiebungen des Baggers während des Ab- und Auftrages vor-

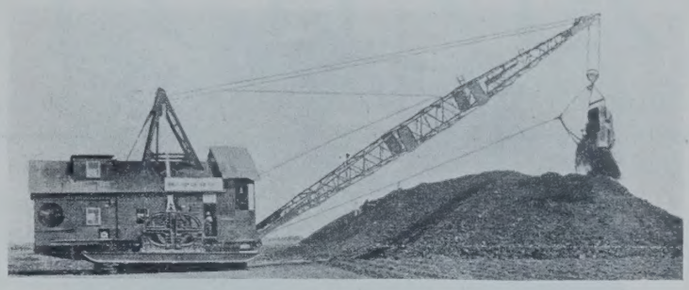


Abb. 1.

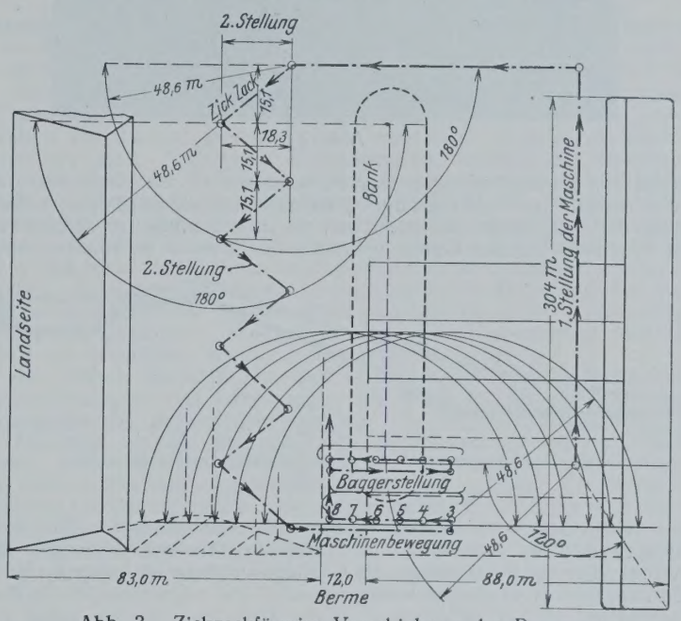


Abb. 3. Zickzackförmige Verschiebung des Baggers.

aus (Abb. 2), während bei der zweiten zickzackförmige Verschiebung der Maschine vorgesehen ist (Abb. 3).

Nach den Ausführungen wird der Eimerseilbagger mit Ausleger und Dieselmotorantrieb für die am Mississippi obwaltenden Verhältnisse am zweckmäßigsten erachtet, während Dampfantrieb dort vielfach zu Fehlschlägen führte. Zs.

Kabelbahnen für den Transport großer Baumassen. In Eng. News-Rec. 1929 vom 30. Mai wird die Verwendung von Kabelbahnen für den Transport von Baumassen an einigen Beispielen erläutert. Die Vorteile bei der Förderung auf Hängekabeln bestehen danach in der Unabhängigkeit der Linienführung vom Höhenverlauf des Geländes, in der Ersparnis an kostspieligen Brücken- und Tunnelbauten, in der wirtschaft-

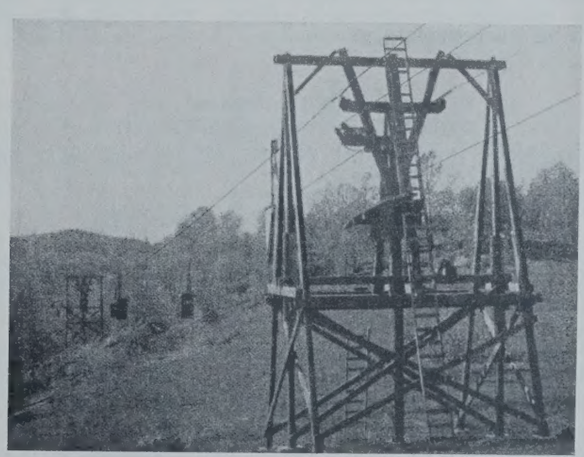


Abb. 1.

lichen Anpassungsfähigkeit an verschiedene Förderlängen und Massen und in dem Wegfall von Umladungen gegenüber einzelnen, den Geländeverhältnissen angepaßten Fördermitteln. Zwei Beispiele von Förderbahnen mit zwei Kabelwegen zur gleichzeitigen Förderung in beiden Richtungen werden näher erläutert, da diese Anordnung in den Vereinigten Staaten die gebräuchlichste ist, und zwar die Förderbahnen für den Bau des Pardee- und des Coolidge-Dammes. Die erste Anlage diente im wesent-

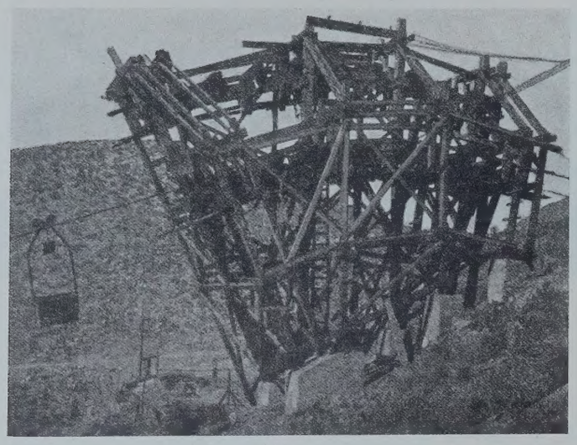


Abb. 2.

lichen zur Heranschaffung großer Betonmassen für die Staumauer, die beim Ausbau der Wasserversorgung mehrerer um die San-Francisco-Bucht gelegener Küstenstädte bestimmt war, die zweite wurde für den Bau des im Gila-Fluß bei San Carlos errichteten Stauwerkes verwendet, wobei

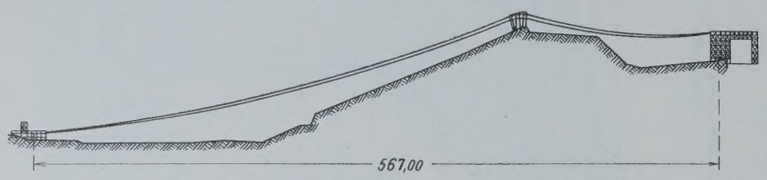


Abb. 3. Längsschnitt der Kabelförderbahn für den Bau des Coolidge-Dammes.

der Bau einer Förderbrücke vermieden werden konnte. Für beide Anlagen sind in den Abb. 1 u. 2 typische Kabelunterstützungen dargestellt. Für die Förderanlage des Coolidge-Dammes ist ferner in Abb. 3 ein Längsschnitt wiedergegeben. Zs.

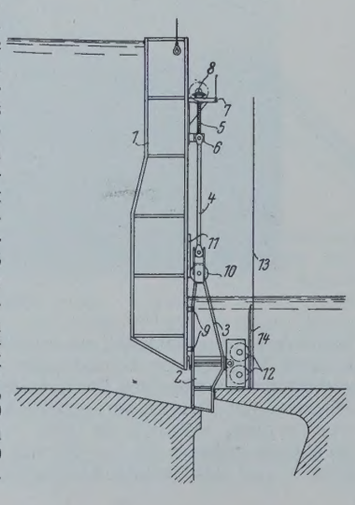
Karl Bernhard 70 Jahre alt. Am 4. November vollendete der in Bauingenieurkreisen rühmlich bekannte Zivilingenieur, Baurat Dr.-Ing. ehr. Karl Bernhard, Berlin, sein siebzigstes Lebensjahr. Geboren in Goldberg (Mecklenburg), war er als Regierungsbaumeister bei der Tiefbauverwaltung der Stadt Berlin beschäftigt, zugleich war er Assistent bei Prof. Müller-Breslau. Vom Jahre 1898 ab ist er dann bis auf den heutigen Tag als Zivilingenieur und außerdem als Privatdozent an der Technischen Hochschule Berlin tätig gewesen. Manch wichtiges Ingenieur-Bauwerk hat er in diesen dreißig Jahren geschaffen, u. a. die Tresckow-Brücke über die Oberspree bei Nieder-Schöneweide, die Havel-Brücke im Zuge der Heerstraße, sowie — mit dem Architekten Peter Behrens zusammen — (1911) die allgemein bekannte Turbinenfabrik der AEG. Sein Ruf ist durch seine Bauten und seine vortrefflichen fachliterarischen Aufsätze schon lange in alle Welt gedrungen; stets hat er seine volle Kraft dem Fortschritte des Bauingenieurfaches gewidmet. Die Technische Hochschule Berlin hat ihm vor einigen Jahren die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber verliehen.

Wir wünschen dem verdienten Manne noch viele Jahre rüstigen Schaffens und ungetrübter Gesundheit.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Zweiteiliges Hubtor. (Kl. 84a, Nr. 472 947 vom 29. 11. 1925 von Fried. Krupp-Grusonwerk AG. in Magdeburg-Buckau.) An dem oberen Teil des Hubtores ist eine besondere Hubvorrichtung für den unteren Torteil gelagert, so daß sowohl beide Torteile zusammen als auch der untere Torteil allein bewegt werden können. An dem oberen Torteil 1 greift die gemeinsame Hubvorrichtung an, der untere Torteil ist durch die Tragarme 3 und die Stangen 4 mit der auf den Schraubenspindeln 5 verschiebbaren Mutter 6 gekuppelt. Die Spindeln 5 sind im Traggerüst 7 mit Triebwerk 8 gelagert. Beim Bewegen des oberen Torteiles wird infolge der Kupplung beider Teile miteinander auch der untere Torteil 2 stets mitgenommen, letzterer wird mittels der Klauen 9 am oberen Torteil geführt. An den Tragarmen 3 sind Führungsrollen 10 angeordnet, die auf der Führungsbahn 11 des oberen Torteils laufen. Weitere Rollen 12 laufen auf einer an Fundament 13 liegenden Bahn 14. Beim gemeinsamen Hochheben beider Teile verlassen die Rollen 12 die kurze Bahn 14, der untere Torteil wird dann durch die am oberen Torteil angeordneten Führungsmittel und die Führungswellen 10 in seiner Lage zum oberen Torteil gehalten.



Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: die Reichsbahnoberräte Lorenz, Vorstand des Betriebsamts Eberswalde, als Dezernent (Mitglied) zur R. B. D. Osten in Frankfurt (Oder) und Dr. jur. Walter Schmidt, Dezernent (Mitglied) der R. B. D. Oppeln, in gleicher Eigenschaft zur R. B. D. Breslau, die Reichsbahnräte Zimmank, bisher beim Verkehrsamt Hamburg, als Vorstand zum Verkehrsamt Stargard (Pom.), Jargon, Vorstand des Verkehrsamts Altona, unter Aufhebung der Versetzung nach Gera zur R. B. D. Berlin, Dr. jur. Kreul, bisher bei der R. B. D. Breslau, als Dezernent (Mitglied) zur R. B. D. Dresden, Spangenberg, bisher beim R. Z. A. in Berlin, als Dezernent (Mitglied) zur R. B. D. Oppeln, Koenig, Vorstand des Verkehrsamts Stargard (Pom.), zum R. Z. A. in Berlin, Dr. jur. Volmer, bisher bei der R. B. D. Berlin, zur R. B. D. Königsberg (Pr.), Boltze, Vorstand des Betriebsamts Neustettin, als Vorstand zum Betriebsamt Göttingen 2, Schmidt-Klewitz, bisher beim R. Z. A. in Berlin, als Vorstand zum Betriebsamt Eberswalde, Hacke, bisher bei der R. B. D. Altona, zur R. B. D. Trier, Heyse, bisher bei der R. B. D. Trier, zur R. B. D. Altona, Warnecke, Leiter einer Abteilung beim Ausbesserungwerk Leinhausen, als Werkdirektor zum Ausbesserungswerk Fulda, Blümener, bisher beim Abnahmeamt Berlin 2, als Vorstand zum Maschinenamt Weißenfels, Brill, bisher bei der R. B. D. Kassel (z. Zt. beurlaubt), zur R. B. D. Berlin, Rünzi, bisher bei der R. B. D. Altona, als Leiter einer Abteilung zum Ausbesserungswerk Leinhausen, Boehm, bisher bei der R. B. D. Breslau, als Vorstand zum Kraftwerk Muldenstein, Dr. jur. Eisele, bisher beim Betriebsamt Konstanz, zur R. B. D. Karlsruhe und Dörrwächter, bisher bei der R. B. D. Karlsruhe, zum Betriebsamt Konstanz, der Reichsbahnassessor Dr. jur. Stiegler. bisher bei der R. B. D. Augsburg, zur R. B. D. Erfurt, sowie der Reichsbahnbaumeister Hartmann, bisher bei der R. B. D. Berlin, zur R. B. D. Altona und Putze, bisher beim Maschinenamt Dortmund I, zur Versuchsabteilung für Wagen beim Ausbesserungswerk Berlin-Grunewald.

Bestellt: Direktor bei der Reichsbahn Dr. jur. Domsch in Dresden zum Leiter der II. Abteilung (Verkehr) bei der R. B. D. Dresden und der Reichsbahnamtmann Dietrich, Betriebskontrolleur bei der R. B. D. Königsberg (Pr.), zum Vorstand des Verkehrsamts Insterburg.

Überwiesen: Direktor bei der Reichsbahn Woltmann, bisher bei der R. B. D. Berlin (z. Zt. beurlaubt), zur R. B. D. Köln.

In den Ruhestand getreten: Direktor bei der Reichsbahn, Geheimer Regierungsrat Oschwald bei der R. B. D. Dresden, Reichsbahnamtmann auf Dienstposten von besonderer Bedeutung Otto Pohl, Leiter des Bahnbetriebswerks Gleiwitz, Oberlandmesser auf wichtigerem Dienstposten Georg Gerhard bei der R. B. D. Stuttgart, die Reichsbahnamtmänner, Rechnungsräte Paul Markert, Verkehrskontrolleur beim Verkehrsamt Berlin 4, und Johann Albrecht, Hilfsdezernent bei der R. B. D. Köln, die Reichsbahnamtmänner Joseph Koch, Hilfsdezernent bei der R. B. D. Frankfurt (Main), Hermann Ulrich, Leiter des Bahnhofs Leipzig Hauptbahnhof Westseite, Wilhelm Fiebig, Rechnungsrevisor beim Prüfungsamt der R. B. D. Oppeln, Paul Falke, Leiter des Bahnbetriebswerks in Königsberg (Pr.), und Bernhard Kuhnke beim Brückenbüro der R. B. D. Dresden.

Gestorben: die Reichsbahnräte Jans, Vorstand des Betriebsamts Göttingen 2, Fabian, Werkdirektor des Ausbesserungswerks Fulda, und Kästner, Vorstand des Büros für Sozialversicherung bei der R. B. D. Dresden, sowie der Reichsbahnamtmann Thiel, Leiter des Bahnhofs Hannover Hauptbahnhof.

Bayern. Vom 1. Oktober 1929 an werden in etatmäßiger Weise a) befördert: der mit Titel und Rang eines Oberbauamtmannes ausgestattete Bauamtmann Karl Martin der Sektion für Wildbachverbauungen in Rosenheim zum Oberbauamtmann bei diesem Amte; der mit Titel und Rang eines Oberbauamtmannes ausgestattete Bauamtmann Karl Knab des Straßen- und Flußbauamtes Augsburg zum Oberbauamtmann bei diesem Amte; der mit Titel und Rang eines Regierungsbaurates I. Kl. ausgestattete Regierungsbaurat Eugen Zehrer des Staatsministeriums des Innern zum Regierungsbaurat I. Kl. beim Straßen- und Flußbauamt München; der mit Titel und Rang eines Regierungsbaurates I. Kl. ausgestattete Regierungsbaurat des Staatsministeriums des Innern Emil Berndt zum Regierungsbaurat I. Kl. in diesem Ministerium; der mit Titel und Rang eines Regierungsbaurates I. Kl. ausgestattete Regierungsbaurat Heinrich Klein des Straßen- und Flußbauamtes München zum Regierungsbaurat I. Kl. im Staatsministerium des Innern; b) berufen: in gleicher Diensteseigenschaft der Regierungsbaurat Rudolf Haussmann des Straßen- und Flußbauamtes München in das Staatsministerium des Innern.

INHALT: Die Vorflutbeschaffung im Moersbachgebiet zwischen Moers und Repelen. — Neue Vorschläge für Ausbildung und Abdichtung von Decken aus einbetonierten Walzträgern und von Bahnsteigtunneln. — Wasserdichtheit von Fichtenholz. — Hängewerke mit aufgehobenem Horizontalzug. — Die Talsperre Cignana. — Die Bogenbrücke über den „Kill van Kull" bei New York. — Vermischtes: Umbau der Europa-Brücke in Paris. — Schleppfahrzeuge bei der Ausführung von Tiefbauten. — Anwendung und Arbeitsweisen von Eimerseilbaggern bei der Mississippi-Eindeichung. — Kabelbahnen für den Transport großer Baumassen. — Karl Bernhard 70 Jahre alt. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

7. Jahrgang BERLIN, 15. November 1929 Heft 49

Bücherschau.

Beton-Kalender 1930. Taschenbuch für den Beton- und Eisenbetonbau sowie die verwandten Fächer. Herausgegeben vom Verlage der Zeitschrift „Beton u. Eisen". XXIV. Jahrgang. Mit 1066 Textabb. 2 Teile. Berlin 1929. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis 7,50 R.-M.

Der Beton-Kalender ist allgemein bekannt und in der Praxis des Beton- und Eisenbetonbaues bestens eingeführt. Der vorliegende 24. Jahrgang ist wieder im alten Gewande und in der bewährten Gliederung in 2 Bände erschienen.

Der neue Jahrgang weist eine Reihe von Verbesserungen und Ergänzungen auf. Einige Kapitel sind entsprechend den Fortschritten und Erfahrungen auf dem Gebiete des Beton- und Eisenbetonbaues neu bearbeitet worden. Als wertvolle Bereicherung ist die im Kapitel „Statik der Baukonstruktionen" u. a. aufgenommene Tabelle von Klagas für die Feld- und Stützenmomente durchlaufender Träger über 2 bis 7 gleich weiten Feldern und wechselndem Verhältnis der Nutzlast zur Eigenlast anzusehen, ebenso im Kapitel „Festigkeitsberechnung der Eisenbetonquerschnitte" die Tabelle über die Lastanteile in beiden Spannrichtungen und die Momentenbeiwerte kreuzweise bewehrter Platten bei wechselndem Verhältnis der beiden Stützweiten. In dem Kapitel „Bauausführung" sind die vorläufigen Leitsätze des Deutschen Beton-Vereins aufgenommen. Das Kapitel Mauerwerkbau im Ingenieurbau ist durch Ergänzungen bzw. der Ermittlung des Erddrucks erweitert. Im Kapitel Eisenbetonbalkenbrücken sind die im Entwurf vorliegenden Berechnungsgrundlagen für massive Brücken (DIN 1075) teilweise berücksichtigt (Stoßzahlen); dabei ist aber nicht beachtet worden, daß mit der Einführung der Stoßzahlen sich die Zahlenwerte der zulässigen Beanspruchungen in den Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken in Eisenbeton vom September 1925 wesentlich ändern.

Für den Jubiläums-Jahrgang 1931 wird die Aufnahme von Angaben über den Stoffbedarf zur Herstellung von Beton in verschiedenen Mischungsverhältnissen, wie sie z. B. in der Anweisung für Mörtel und Beton der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft enthalten sind, empfohlen. Dabei ist eine Erweiterung der vorhandenen Tabellen in der Richtung erwünscht, daß die für 1 m^3 Beton erforderlichen Mengen Zement und Zuschlagstoffe, letztere nach Korngrößen getrennt, für jedes Mischungsverhältnis und für die Trommelinhalte verschiedener Mischmaschinengrößen angegeben werden.

Der Beton-Kalender ist seines umfassenden Inhalts wegen ein im Büro und auf der Baustelle unentbehrliches Taschenbuch für jeden Beton- und Eisenbetonfachmann und kann daher bestens empfohlen werden. Sch.

Forschungsergebnisse des verkehrswissenschaftlichen Instituts für Luftfahrt an der Technischen Hochschule Stuttgart. 1. Heft. Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. Pirath. 35 S. mit 12 Textabb. München und Berlin 1929. Verlag von R. Oldenbourg. Preis geb. 3 R.-M.

Schon das Vorwort dieser Veröffentlichung ist von wissenschaftlicher Bedeutung. Prof. Pirath entwickelt darin in kurzen Worten ein Programm für die Arbeiten des Instituts, aus dessen Gestaltung die Grundzüge zur Entwicklung einer systematisch aufgebauten Verkehrswissenschaft der Luftfahrt ersichtlich sind. Aber auch vom Standpunkte der Praxis sind die Veröffentlichungen der Forschungsergebnisse sehr zu begrüßen, denn es ist klar, daß das Luftfahrzeug nur dann seine volle Bedeutung als Verkehrsmittel erlangen wird, wenn seiner praktischen Verwendung sämtliche wissenschaftlichen Erkenntnisse zugrunde gelegt worden sind.

Ausgehend von der Spezialisierung der Verkehrsarbeit, bedingt durch die Verschiedenartigkeit der neuzeitlichen Transportmittel und der an diese gestellten Anforderungen, leitet der Verfasser in Heft 1 zu Studien über die Beziehungen zwischen Luftfahrzeug und anderen Verkehrsmitteln über. Entsprechende Vergleichsdaten in technischer und kommerzieller Richtung geben eine deutliche Übersicht über die verschiedenen Lösungsarten der gegenwärtigen Verkehrsprobleme. Daraus folgt auch die Sonderstellung der Luftfahrt im Verkehrswesen, eine Sonderstellung, die mit der eigenartigen, durch politische Motive stark beeinflußten Entwicklung der Luftfahrt eng verknüpft ist.

Die heutigen kontinentalen Luftverkehrsnetze der einzelnen Erdteile vergleicht Prof. Pirath treffend mit Versuchsfeldern, die erst Vorstufen des zukünftigen Weltluftverkehrsnetzes bilden, das die wirtschaftlichen Aktionszentren der Erde verbinden wird. Interessante graphische und tabellarische Übersichten geben ein gutes Bild der Transportmengen aus Post und hochwertigen Gütern zwischen den wirtschaftlichen Schwerpunkten der Erde und zeigen, daß die starken Verkehrsströme von Europa nach Amerika, Südafrika und dem fernen Osten sichere Grundlagen für eine erfolgreiche Entwicklung des Weltluftverkehrs bieten.

Die restlose Auswertung der von Prof. Pirath gebrachten Forschungsergebnisse und die volle Erfassung der von ihm gezeigten, weitgehenden Möglichkeiten sollen die internationale Zusammenarbeit technischer und finanzieller Kräfte zur Erreichung des gemeinsamen Zieles, eines wirtschaftlichen Luftverkehrs bewirken. — Daher wird diese inhaltreiche Veröffentlichung durch klare Erfassung und großzügig vorschauende Darstellung der wissenschaftlichen Grundlagen des Luftverkehrs dazu beitragen, dessen Ausbau zu fördern, und kann von sämtlichen beteiligten Kreisen mit größtem Interesse aufgenommen werden.

Ing. M. v. Beyer-Desimon.

Massenermittlung, Massenverteilung und Kosten der Erdarbeiten. Von Prof. Dr.-Ing. Wilhelm Müller, Dresden. VIII, 93 S. mit 55 Textabb. und 2 Taf. Berlin 1929. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis 7,50 R.-M.

Das klassische Verfahren der Erdmassenermittlung und Massenverteilung auf zeichnerischem Wege von Goering wird in der vorliegenden Schrift erweitert und dabei in gewissem Sinne vereinfacht, zugleich die Fehlergrenze verringert. Nach kurzer Behandlung des Goeringschen Verfahrens gibt der Verfasser ein Verfahren zur Massenermittlung mit Berücksichtigung der Querneigung und unter Vermeidung der Raumfehler an, das dadurch besonders gekennzeichnet ist, daß es den früheren Goeringschen Flächenplan ausschaltet und unmittelbar aus dem Längenprofil das Massenprofil gewinnt, und ferner für die reinen Anschnittprofile entsprechende Korrektionen einführt. In einem besonderen Abschnitt wird die Ermittlung der Erdmassen im Bogen, die in den früheren Verfahren nicht berücksichtigt worden ist, gewidmet. Wertvoll ist ferner die Untersuchung über die Größe der Raumfehler bei den bisher üblichen Verfahren.

Der nächste Abschnitt behandelt die Bodengewinnung für Handarbeit, Eimerkettenbagger und Löffelbagger und bringt die für die Kosten der Bodengewinnung notwendigen Angaben. Es folgt die Bodenförderung, die die heute nur noch üblichen Arten mit Schubkarren und auf Gleisen erfaßt. Damit sind die Grundlagen gegeben, auf denen sich nunmehr der nächste Abschnitt „Kosten der Erdarbeiten" aufbaut. Der Verfasser folgt hier wohl im wesentlichen der bekannten Schrift von Eckert „Kostenberechnungen im Tiefbau". Bei dieser Gelegenheit mag erwähnt sein, daß es für den Unterricht im Erdbau an den Hochschulen als ein großer Mangel angesehen werden muß, daß die großen Unternehmungen über die Kostenberechnungen bei Erdbauten nichts herausgeben, der Unterricht sich daher auf an sich einwandfreie theoretische Formeln beschränken muß, der Vergleich mit der Wirklichkeit aber nicht möglich ist. Da bei den Erdarbeiten der Einfluß der Löhne ein bedeutender ist, so wäre eine Entwicklung von Formeln, die die Lohnhöhe als eine Veränderliche enthalten, von hohem Wert. Dr. Contag hat in seiner Doktorarbeit „Über die Bodengewinnung bei größeren Erdarbeiten, insbesondere Kanalbauten, und über die Wirtschaftlichkeit des Handbetriebs und des maschinellen Betriebs bei diesen Arbeiten" einen solchen Versuch unternommen und das Verfahren der Grenzbodenmengen für Bodengewinnung für die verschiedenen Geräte entwickelt, dessen Angabe an dieser Stelle vermißt wird.

Die Schrift behandelt dann die Massenverteilung und bringt hier ganz neue Vorschläge für die Ermittlung der günstigsten Lage der Verteilungslinie, die sich auf den im Abschnitt „Bodenförderung" gegebenen Verfahren, vor allem für die Fahrplanbildung bei Lokomotivtransport, aufbaut. Die Ermittlung der günstigsten Lage der Verteilungslinien berücksichtigt auch die Erdmassen, so daß die wirklichen Kosten miteinander verglichen werden können. Ein durchgerechnetes Beispiel vervollständigt die ausgezeichnete Schrift, die den praktischen Bedürfnissen in hohem Maße gerecht wird, und der man die weiteste Verbreitung wünschen möchte.

Prof. Dr. Neumann.

Das Hochwasser 1926 im Bode- und Okergebiet, um die Jahreswende 1925/26 von E. Momber, im Odergebiet im Sommer 1926 von W. Fabian und G. Bartels, im Gebiet der mittleren Elbe im Sommer 1926 von Dr.-Ing. M. Schirmer. Jahrbuch für die Gewässerkunde Norddeutschlands. Besondere Mitteilungen, Bd. 5, Nr. 1. 49 S. mit 16 Taf. Berlin 1928. Verlag von Ernst Siegfried Mittler & Sohn. Preis geh. 12 R.-M.

Diese neueste Veröffentlichung der Preußischen Landesanstalt für Gewässerkunde ist der Darstellung einiger Hochwassererscheinungen der letzten Jahre gewidmet, die durch ihre Sachschäden die Öffentlichkeit wieder mehr auf die Wichtigkeit von Maßnahmen zur Bekämpfung der Hochwässer und auf die Frage des Hochwasserschutzes hingewiesen haben.

Die erste Arbeit (25 S., 16 Taf.) ist eine jener Einzelforschungen über ein eng begrenztes Nebengewässernetz, die nötig sind, um die für die praktische Wasserwirtschaft und für neuzeitliche wasserwirtschaftliche Unternehmungen so wichtige Kenntnis der Wasserführung der mittleren und kleineren Wasserläufe zu erweitern und zu vervollständigen. Um die Jahreswende 1925/26 trat in den Harzflüssen, veranlaßt durch eine plötzliche Schneeschmelze in Verbindung mit sehr starken, warmen Niederschlägen, ein Hochwasser ein, das in vielen Flüssen seit Menschengedenken die größte Wasserführung brachte und erhebliche Schäden verursachte. Der Verfasser erörtert zuerst die meteorologischen Verhältnisse, die zu der Entstehung des Hochwassers geführt haben. Dazu macht er Angaben über die an 76 Stationen des Harzes beobachteten Niederschläge, die räumliche Ausdehnung des Hochwasserregens und über den Hochwasserverlauf und vergleicht sie mit dem zwanzigjährigen Mittel. Dabei ist

bemerkenswert, daß das Dezembermittel der Niederschläge auf Grund der Hellmannschen Provinz-Regenkarten im Oberharz bis um 210 %, im Unterharz bis um 364 % überschritten wurde. Nach Schilderung des Verlaufes der Hochwasserwellen mit dessen Beeinflussung durch die Oberflächenbeschaffenheit des Niederschlagsgebietes wird die Bestimmung der Abflußmengen erörtert, wozu Flügel-, zum Teil auch Schwimmermessungen dienten. Obwohl der Größtwert der Niederschläge am 29. und 30. Dezember 1925 zusammen 161,9 mm betrug, sind infolge der großen Schneedecke in den obersten Gebieten der Kalten und Warmen Bode und der Oder während zweier Tage 250 mm u. m. abgeflossen. Als eine für die uralte und hochentwickelte Wasserwirtschaft des Harzes wertvolle Folgerung der Beobachtungen des außergewöhnlichen Hochwassers vom Dezember 1925 gibt der Verfasser die größten Abflußspenden, die der Bemessung der Hochwasserentlastungsanlagen der geplanten Talsperren zugrunde zu legen sind, für besonders hochwassergefährliche Gebiete des Harzes, wie folgt an:

Für ein Niederschlagsgebiet von km²	Größte Abflußspende l/sek km²
0 bis 10	3500
10 „ 25	3000
25 „ 50	2700
50 „ 75	2500
75 „ 100	2350
100 „ 125	2200
125 „ 150	2100
150 „ 175	2000

Einem der für die Oder charakteristischen Sommerhochwasser ist die Arbeit von Fabian und Bartels (16 S., 11 Taf.) gewidmet. Von seinen wasserreicheren Vorgängern, den bekannten Sommerhochwässern von 1854 und 1903, unterscheidet sich das Hochwasser 1926 durch seine lange Dauer, die großen Schaden an den in üppigem Wachstum stehenden Feldern verursachte. Daß dieser Schaden trotz des Fehlens der abflußmindernden Wirkung von Deichbrüchen nicht noch größer war, ist dem Umstande zu danken, daß die auf Grund des Odergesetzes von 1905 oberhalb Breslau durchgeführten Bauten eine wesentliche Verbesserung der Vorflut und Spiegelsenkung bewirkten und daß die Stauweiher und Talsperren der Provinz Schlesien in der Glatzer Neiße, der Weistritz, im Bober und Queiß zur Verminderung der Höchstwassermengen der Oder beitrugen. Nach einer anschaulichen Schilderung der Wetterlage werden die Niederschlagsmengen an den Hauptregentagen im Monat Juni für eine Anzahl von Beobachtungsstellen im Quellgebiet und im Gebiet der mittleren Oder mitgeteilt und die Monatsumme der Niederschläge dem zwanzigjährigen Monatsdurchschnitt gegenübergestellt. Hieraus geht hervor, daß nicht nur örtlich begrenzte Gebiete, sondern die ganze Provinz Ober- und Niederschlesien mit den angrenzenden Bergen der Tschechoslowakei, die Provinz Brandenburg rechts der Oder und z. T. auch Pommern überregnet wurden. Bei der Schilderung des Hochwasserverlaufes in den einzelnen Nebenflußgebieten werden jeweils Vergleiche mit den im allgemeinen höheren Hochwässern vom August 1854 und vom Juli 1903 sowie Angaben über die überschwemmten Flächen und über die entstandenen Schäden gemacht. Da im Flußgebiet des Bober auf der Quellstrecke des Großen Zacken und der Großen Lomnitz in den ersten Tagen des Juli noch Wolkenbrüche niedergingen, so traten Abflußmengen auf, die weit über 6000 l/sek km² hinausgingen und den Abfluß beim bekannten Katastrophenhochwasser vom 29./30. Juli 1897, wenn auch nur für kurze Zeit, erheblich überschritten haben. Oberhalb Breslau haben die aus Glatzer Neiße und Stober kommenden Hochwässer nur etwa ein Drittel der im Juli 1903 abgeführten Wassermengen gebracht, während die Nebenflüsse unterhalb Breslau bis zum Bober etwa das Doppelte wie beim Hochwasser 1903 abführten. Bober und Lausitzer Neiße haben aber durch Zufuhren der 17-fachen Wassermenge gegenüber 1903 in Frankfurt die beiden Scheitelmengen aneinander angeglichen, und unterhalb Küstrin hat das Zusammentreffen der Scheitel von Oder und Warthe eine Überströmung der nicht hochwasserfrei eingedeichten Polder an der unteren Oder verursacht.

Pegelstelle	Abflußmenge m³/sek im Juli 1903	Juni 1926
Brieg	2550	1575
Glogau	2074	1475
Frankfurt	1745	1755
unterhalb Küstrin . . .	2094	2146

Die dritte Arbeit (7 S., 2 Taf.) ist dem Sommerhochwasser 1926 im Gebiete der mittleren Elbe gewidmet. Nach Schilderung der Ursachen und des Verlaufes des Hochwassers werden seine Folgen für den Elbstrom und seine Zuflüsse im Dienstbezirk des Kulturbauamtes Magdeburg I beleuchtet und jene Erfahrungen des Hochwassers zusammengefaßt, die sich für die Weiterbehandlung landeskultureller Fragen ergeben. Der wiederholt gemachte Vorschlag, die Winterdeiche durch Spundwände oder Lehmkerne zu sichern, wird bei umfassenderen Anlagen mit Recht als wirtschaftlich untragbar bezeichnet[1]). Weiter wendet sich der Verfasser berechtigterweise gegen die Zumutung, die Sommerdeiche über die höchst bekannten Sommerhochwasserwellen zu legen; er befürwortet eine solche Höhe, daß sie bei allen Sommerhochwassermittel überschreitenden Hochwässern noch überflutet werden. Bezüglich der Binnenentwässerung haben sich die in Geltung stehenden Grundsätze bei der Vorfluterbemessung bewährt, wie auch aus dem Hochwasser 1926 die weitere Lehre gezogen wurde, daß eine peinliche Unterhaltung der Entwässerungsanlagen in den mit mangelhafter Vorflutmöglichkeit belasteten Gebieten von größtem Wert ist.

Die dem Werk beigegebenen zahlreichen und sorgfältig ausgearbeiteten ein- und mehrfarbigen Tafeln erhöhen dessen Wert und machen die in den drei Abhandlungen erörterten Zusammenhänge zwischen den Niederschlags- und Abflußverhältnissen in den betrachteten Gewässernetzen besonders anschaulich. Beim Studium dieser Veröffentlichung der Preußischen Landesanstalt für Gewässerkunde stellen wir in Süddeutschland mit Bedauern fest, daß unsere mit der Pflege der Gewässerkunde betrauten Stellen zwar ebenfalls eine Reihe bedeutsamer, wertvoller Arbeiten über verschiedene, für unsere Wasserwirtschaft besonders wichtige Abflußerscheinungen fertig vorliegen haben, daß aber an den maßgebenden Stellen leider nicht das Verständnis dafür aufgebracht wird, welche Werte mit der Unterlassung oder Verzögerung der Drucklegung solcher Arbeiten für die an der entwerfenden und praktischen Wasserwirtschaft beteiligten Kreise verlorengehen und wie unentbehrlich die Veröffentlichung solcher Arbeiten auch für die wissenschaftliche Gewässerkunde ist[1]).

Dr.-Ing. Marquardt, München.

Wassergewinnung in heißen Ländern. Von Dr.-Ing. Hermann Keller, Regierungsbaumeister, Privatdozent an der Technischen Hochschule Berlin. VI. u. 172 S. mit 70 Textabb. u. 3 Taf. Berlin 1929. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geh. 16 R.-M.

Es ist für mich eine besondere Freude, das vorliegende Buch besprechen und — wie gleich vorweggesagt sein möge — aufrichtig der Beachtung nicht nur des Fachmannes, sondern aller der Kreise empfehlen zu können, deren Lebensarbeit in heißen Ländern getan werden muß, oder die hinausziehen wollen in solche Länder.

Als der Verfasser vor einigen Jahren nach Vorlage einer wertvollen Arbeit über gespannte Wässer an der Sächsischen Technischen Hochschule Dresden zum Doktor-Ingenieur promovierte, haben wir uns in wissenschaftlichen Gesprächen auch über die bedauerliche Tatsache unterhalten, daß nach dem Raube unserer Kolonien jetzt die Gefahr besteht, es möchten alle die wertvollen Erfahrungen unserer früheren Kolonialverwaltung und sonstiger Kreise, deren Arbeit in unseren Kolonien lag, soweit sie sich mit Fragen der Wassererschließung und Wassernutzung befaßt haben, neben dem vielfachen anderen verlorengehen, da ja gegenwärtig kaum ein zwingender Anlaß besteht, das hierzu gesammelte, so mannigfach verstreute Material wissenschaftlich zusammenzufassen und in planmäßiger Bearbeitung festzuhalten.

Die Anregung, die ich damals dem Verfasser gab, vor allem mit Hilfe des Kolonialwirtschaftlichen Hamburger Instituts den Fragen der Wasserversorgung in tropischen Ländern nachzugehen, hat zu einem Erfolge geführt, den auch ich damals in diesem Umfange nicht erwartet hatte. Denn als Erfolg kann die deutsche Wissenschaft die zusammenfassende Darstellung der „Wasserversorgung in heißen Ländern“ begrüßen, und sie muß es Hermann Keller danken, daß er als erster in der ganzen Welt es unternommen hat, diesen Versuch trotz der ihm entgegenstehenden großen Schwierigkeiten zu wagen.

Es ist nicht möglich, im Rahmen einer kurzen Buchbesprechung auf Einzelheiten einzugehen; ich muß mich zu meinem Bedauern damit begnügen, eine kurze Inhaltsübersicht zu geben.

In einem ersten Abschnitt über die Wasserverhältnisse in den Tropen und Subtropen befaßt sich der Verfasser mit der Bedeutung des Wassers für die Tropen, ihrer Verbreitung und Einteilung, ihrer Bewohnbarkeit und des Wasserbedarfs, den gesundheitlichen Anforderungen und der gesundheitlichen Beurteilung des Wassers, Wasservergiftung, Frage des Wasserrechts und der Unternehmungsformen.

Abschnitt II behandelt die Grundwasserkunde unter Berücksichtigung von Niederschlag und Abfluß, Versickerung und Verdunstung, Vegetation. Erörtert werden die Fragen des Grundwassers und der Grundfeuchtigkeit, das Auffinden des Grundwassers, seine Beschaffenheit hinsichtlich der chemischen Zusammensetzung, der Temperatur, als gespanntes Wasser, als Insel- und Dünenwasser. Schließlich werden die Schwankungen der Grundwasserstände und die Frage der Austrocknung erörtert.

Abschnitt III beschäftigt sich mit der „Wassererschließung“, und zwar zunächst als Grundwasser in natürlichen Wasserstellen, Quellen, dann künstlich angelegten Wasserstellen, Brunnen, Galerien und unterirdischen Sperren, weiter als Oberflächenwasser und schließlich noch durch künstliche Wassererzeugung mittels physikalischer und chemischer Mittel.

Sodann wird in Abschnitt IV die Frage der Wasserreinigung behandelt, wobei zunächst die physikalische, chemische und biologische Untersuchung des Wassers, dann die entsprechenden Reinigungsverfahren aufgezeigt werden.

Abschnitt V beschäftigt sich mit der Wasserversorgung im einzelnen, und zwar Hebung des Wassers, Bewässerungen, Speicherung und Aufbewahrung — wobei besonders auch Eisenbahnen und Schiffahrt berücksichtigt werden. Ebenso wird die Herstellung von Mineralwässern kurz erörtert.

Abschnitt VI bringt Fragen der Wasserleitung und Verteilung sowie

[1]) Vgl. hierüber auch Körner, „Erfordern die Hochwasserkatastrophen dieses Frühsommers eine grundlegende Umstellung unseres Deichwesens?“, „Bautechnik“ 1926, Heft 47, S. 693 ff.

[1]) So ist z. B. die durch ihre vorbildlichen Arbeiten, insbesondere auf meteorologisch-hydrographischem Gebiete bekannte Bayerische Landesstelle für Gewässerkunde seit Jahren gezwungen, ihre Arbeiten in beschränkter Auflage und nur in Maschinenschrift-Vervielfältigung zu veröffentlichen.

der Wasserabgabe. Ihm schließen sich an ein umfangreiches Schriften-, Orts- und Namenverzeichnis.

Wenn schon diese kurze Aufzählung einen gewissen Rückschluß auf den Inhalt zuläßt, so wird doch jeder Leser in hohem Grade überrascht sein von der außerordentlichen Vielseitigkeit und Reichhaltigkeit des ausgezeichnet geschriebenen Buches, das er auch dann nach meiner Überzeugung im ganzen Umfange durchlesen, ja durcharbeiten wird, wenn er selbst nicht überall fachmännisch interessiert ist.

Aufrichtig wünsche ich dem wertvollen Buche eine weite Verbreitung, es gehört in die Hand eines jeden Ausreisenden, der in den Tropen wirken und schaffen will, es gehört aber auch in den Besitz des Wasserwirtschaftlers in der Heimat. Prof. Heiser, Dresden.

Strenge Untersuchungen am Rhombenfachwerk. Von Dr.-Ing. Paul Christiani. 52 S. mit 17 Textabb. u. 18 Zahlentaf. Berlin 1929. Verlag von Julius Springer. Preis 4 R.-M.

Ausgehend von der Tatsache, daß bei mehrteiligen, insbesondere auch bei Rautenfachwerken, sich zickzackförmige Biegelinien ergeben, wenn man sie nach der Fachwerktheorie behandelt, und daß diese Biegelinien bei nachträglicher Berechnung der Nebenspannungen nach den üblichen Verfahren hohe Werte für die Nebenspannungen bedingen, die jedoch mit den an ausgeführten Brücken (Rheinbrücken bei Thusis und Wesel) angestellten Spannungs- und Biegungsmessungen nicht in Einklang stehen, ermittelt der Verfasser die Einflußlinien für die in den einzelnen Stäben eines Rautenfachwerkes auftretenden Haupt- und Nebenspannungen, indem er das Fachwerk von vornherein als hochgradig statisch unbestimmtes Rahmenwerk betrachtet. Als Beispiel ist ein Parallelträger mit 28 m Stützweite, 4 m Systemhöhe, sechs Feldern von je 4 m und zwei Endfeldern von je 2 m Weite gewählt; die Stabilität ist durch einen lotrechten Stab in der mittleren Raute hergestellt. Die Querträger sind in den Rautenspitzen angeschlossen. Die Brücke stellt eine zweigleisige, oben offene Eisenbahnbrücke dar, unter Annahme des Lastenzuges *N*. Als statisch bestimmtes Grundsystem dient das Fachwerk unter Annahme reibungsloser Gelenke, als überzählige Größen sind die Einspannungsmomente der einzelnen Fachwerkstäbe gewählt. Hierdurch ergeben sich 72 statisch überzählige Größen, deren Anzahl jedoch durch Zerlegen der Belastungen in symmetrische und antisymmetrische Belastungen unter Zuhilfenahme der Symmetrie des Trägers selbst auf 36 ermäßigt wird. Die Auflösung des Gleichungssystems mit 36 Unbekannten ist nach dem Gaußschen Eliminationsverfahren durchgeführt. Die Aufzeichnung der für die Haupt- und Nebenspannungen der einzelnen Stäbe sich ergebenden Einflußlinien führt nun zu folgenden wichtigen Ergebnissen:

1. Die Einflußlinien für die einzelnen Stäbe nehmen eine weit ausgeglichenere Gestalt an, als dies bei Annahme reibungsloser Gelenke der Fall ist, insbesondere zeigen die Einflußlinien der Streben nicht sprunghafte Spannungswechsel an, sondern im allgemeinen, ebenso wie beim einfachen Strebenfachwerk, nur einen Spannungswechsel im Felde der Strebe.
2. Auch die auftretenden Nebenspannungen bleiben in zulässigen Grenzen.

Wenn auch einerseits dieses Beispiel allgemeine Schlüsse nicht zuläßt, da einmal eine kleine Brücke von nur 28 m Stützweite gewählt wurde, für die praktisch das Rautensystem kaum in Frage kommen wird, und zum andern die Gurte ungewöhnlich steif ausgebildet sind (60 cm Höhe bei 28 m Stützweite), so zeigt doch anderseits der auf Seite 4 mitgeteilte Vergleich der unter Annahme reibungsloser Gelenke errechneten und der wirklich gemessenen Biegelinie eines Hauptträgers der neuen Rheinbrücke bei Wesel unter einer Einzellast, daß auch hier, bei ganz normalen Gurtsteifigkeitsverhältnissen, tatsächlich nur ganz geringe Knicke in den Biegelinien auftreten, die erhebliche Nebenspannungen nicht befürchten lassen, was auch die von mir an der Weseler Brücke vorgenommenen Nebenspannungsmessungen bestätigt haben.

Die vorliegende Arbeit stellt somit einen wertvollen Beitrag zur Beurteilung der Rautenfachwerke dar; bemerkt sei aber dazu, daß sich die gegen Rautenträger immerhin bestehenden Bedenken durch Anschluß der Querträger an Hilfspfosten ganz beseitigen lassen, wie von mir in der „Bautechnik" 1929, Heft 8, gezeigt wurde. Vor allem besteht dann kein Grund mehr, die Gurte ungewöhnlich steif auszubilden, wie in dem vorliegenden Beispiel geschehen. Der Träger wird dann ein einwandfreier Fachwerkträger und bedarf umständlicher Nebenspannungsrechnungen zu seiner Verteidigung nicht. Krabbe.

Der Eisenbetonbau. Ein Leitfaden für Schule und Praxis von C. Kersten, vorm. Oberingenieur, Studienrat an der städtischen Baugewerkschule Berlin. Teil II: Anwendungen im Hoch- und Tiefbau. 12. Auflage. VIII, 202 S. mit 609 Textabb. Berlin 1929. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geh. 6 R.-M., geb. 7 R.-M.

Während der Verfasser im Teil I seines Leitfadens „Der Eisenbetonbau" die Ausführung und Berechnung der Grundformen behandelt, befaßt er sich in dem vorliegenden, in 12. Auflage erschienenen Teil II mit den mannigfachen Anwendungsmöglichkeiten des Eisenbetons im Hoch- und Tiefbau. Es bringt damit gleichzeitig eine wertvolle Ergänzung zu seinen im Teil III behandelten Rechnungsbeispielen aus dem Hochbaugebiet. Das 200 Seiten umfassende, mit 609 Textabbildungen versehene Buch enthält eine übersichtliche Zusammenstellung und kurze Beschreibung von einer sehr großen Anzahl Beispielen aus dem gesamten Anwendungsbereich des Eisenbetons. Mit Rücksicht auf die überaus große Verbreitung, die diese Bauweise dank ihrer vielen Vorzüge auf allen Gebieten gefunden hat, war natürlich im Rahmen des vorliegenden Taschenbuches eine erschöpfende Behandlung des Stoffes und namentlich ein näheres Eingehen auf Einzelheiten und eine kritische Beleuchtung der behandelten Fälle nicht möglich. Der Verfasser will auch nur einen allgemeinen Überblick über die Anwendungen des Eisenbetons auf den verschiedenen Gebieten geben, und dies ist ihm gut gelungen. Mit Sorgfalt ist das Gebiet des Hochbaues bearbeitet; dieser Abschnitt bringt sogar ausführliche Konstruktionszeichnungen. In den übrigen Kapiteln beschränkt sich der Verfasser vielfach auf Darstellung der Formgebung von Konstruktionen, ohne näher auf die Bewehrung einzugehen. Das ganze Gebiet des Brückenbaues wird ohne jede textliche Erläuterung mit der Wiedergabe einiger Abbildungen aus dem Werk des Verfassers „Brücken aus Eisenbeton" erledigt.

Der Inhalt des Buches gliedert sich in fünf Hauptabschnitte:

Im I. Abschnitt werden die im Hochbau vorkommenden Deckensysteme, Stützen, Außen- und Zwischenwände, Treppen, Krag- und Konsolbauten, Dach- und Hallenbauten und sonstige Anwendungsformen in Eisenbeton behandelt.

Der II. Abschnitt liefert Beispiele für Grundbauten (Flachgründungen, bewehrte Ramm- und Ortspfähle, Senkkasten), für Unterkellerungen, sowie für Mauern gegen Wind-, Erd- und Wasserdruck.

Der III. Abschnitt bespricht Anwendungen beim Bau von Leitungen (Röhren, Kanäle und Durchlässe), von Wasserbehältern, Wassertürmen, Schwimmbecken, Eiskellern und Silos.

Der IV. Abschnitt zeigt Verwendungsmöglichkeiten im Wasserbau, z. B. für Wehre, Talsperren, Uferdeckungen.

Der letzte Abschnitt bringt eine kurze Abhandlung über land- und forstwirtschaftliche Bauten, Anwendungen im Eisenbahn- und Straßenbau, Schornsteine und Masten und schließt mit den bereits erwähnten Abbildungen von Eisenbetonbrücken.

Das leicht verständlich gefaßte Büchlein stellt eine recht brauchbare Übersicht über den derzeitigen Stand der Anwendungsmöglichkeiten des Eisenbetons dar. Die Form der Darstellung ist dem Zweck und Umfang der Abhandlung angepaßt. Die Fülle des Gebotenen wird nicht allein dem Lernenden, sondern auch dem Lehrer und dem bereits in der Praxis stehenden Techniker wertvolle Dienste leisten. Das Büchlein kann deshalb aufs wärmste zum Studium empfohlen werden; es darf der weiteren Anerkennung in Fachkreisen sicher sein. Klett.

Mitteilungen des Hydraulischen Instituts der Technischen Hochschule München. Herausgegeben vom Institutsvorstand Prof. Dr.-Ing. D. Thoma. Heft 3. 163 S. mit 233 Textabb. München und Berlin 1929. Verlag von R. Oldenbourg. Preis geh. 12 R.-M.

Das Hydraulische Institut der Technischen Hochschule setzt mit dem vorliegenden Heft 3 die bereits stattliche Reihe seiner Mitteilungen über die in ihm ausgeführten wasserbaulichen Versuche fort, die durchweg auf Anregungen des Institutsvorstandes zurückgehen. Es verdient Anerkennung, daß es diesem mit Hilfe der Notgemeinschaft der Deutschen Wissenschaft gelungen ist, trotz der allgemein bedrängten Finanzlage, unter der die Forschungsarbeiten unserer wissenschaftlichen Institute in so hohem Maße zu leiden haben, die zur Fruchtbarmachung der Einrichtungen des Instituts erforderlichen Geldmittel zur Verfügung gestellt zu erhalten.

Auch in dem neuen Heft wird über eine Reihe von Untersuchungen berichtet, denen ein großes wasserbautechnisches Interesse zukommt. R. Hailer berichtet auf Grund seiner Versuche in 150 mm breiten Meßgerinnen mit vollkommenem, scharfkantigem und belüftetem Überfall ohne Seiteneinzwängung über „Fehlerquellen bei der Überfallmessung", d. h. über Maß und Ursache der Veränderlichkeit des Überfallbeiwertes μ der Dubuatschen Formel, über sein Verhalten bei Veränderungen im Zufluß, bei kleinen Änderungen am Wehrkörper und bei vorübergehend eingeleiteten Störungen. Angesichts der bestehenden Vorherrschaft und des großen Vertrauens, das dem Rechtecküberfall ohne seitliche Strahleinzwängung als Meßgerät noch heute — auch in wasserbaulichen Versuchsanstalten — besonders wegen seiner praktischen Eignung zur Messung großer und größter Wassermengen entgegengebracht wird[1]), kommt diesen Versuchen eine besondere Bedeutung zu.

Wie bei den meisten der in Heft 3 enthaltenen Arbeiten geschah auch bei der von Hailer die Wassermessung nach dem im Münchener Institut üblichen Verfahren durch Wägung, wobei die Einlaufzeit durch einen Bandchronographen gemessen wurde. Der zu erwartende mittlere Fehler wurde bei Bestimmung der Überfallhöhe zu $1\,‰$, bei der Gewichtsbestimmung zu $0{,}1\,‰$ und in der Zeitbestimmung zu $0{,}5\,‰$ ermittelt. Diesen mittleren Fehlern der Einzelmessung entspricht auf Grund der Fehlertheorie ein mittlerer Fehler der Wassermessung von $0{,}5\,‰$, der jedoch nach einer großen Zahl eigens angestellter Versuche tatsächlich nur $0{,}2\,‰$ beträgt. Der zu erwartende mittlere Fehler des Überfallbeiwertes wird von Hailer zu $1{,}6\,‰$ bestimmt. Bemerkenswerterweise zeigte jedoch der Überfallbeiwert bei den einzelnen Versuchen zum Teil nicht unbedeutende Schwankungen. Bei der als Vorversuche anzusprechenden Versuchsreihe A ergaben sich Streuungen des Überfallbeiwertes zwischen den Werten von 0,6205 und 0,6560 bei 100 mm Überfallhöhe, d. h. bis zu $5{,}7\,‰$. Die hierauf mit verändertem Gerinne durchgeführte Versuchsreihe B bestätigte die u. a. schon von Forchheimer vermutete Beeinflussung der Geschwindigkeitsverteilung[2]) im Zulaufteil des Meßwehres durch Einbau von vier Holzrechen und durch Beruhigung mit Rohrpaketen, die auch einen Einfluß auf die Abflußmengen ausübt. Weiter ergab die Versuchsreihe B neben einer Verringerung der Streuung des Beiwertes (bis zu $1{,}3\,‰$) dessen Abhängigkeit von Material

[1]) So bedienen sich noch heute einzelne Firmen bei der Eichung von Venturirohren der Überfallmessung (!).

[2]) Forchheimer: Hydraulik. Leipzig und Berlin 1914. S. 291 ff.

und Oberflächenbeschaffenheit der Wehrkrone, wie auch ein verwickeltes Bild der wirbeligen Strömungsvorgänge im „schädlichen Raum" vor der Wehrtafel. Eine dritte Versuchsreihe C ergab die Unabhängigkeit der Abflußmenge von der Höhe des Unterwasserspiegels beim vollkommenen, belüfteten Überfall. Die Versuchsreihe D wurde mit einem zur Überfallkante schräg ansteigenden Zulauf ausgeführt und ergab eine größere Sicherheit in der Wassermessung als bei senkrechter Wehrtafel. Neuerdings sind Untersuchungen zur Nachprüfung der Hailerschen Beobachtungen mit genaueren Einrichtungen zur Überfallhöhenbestimmung im Gange, auf deren Ergebnis man gespannt sein darf.

R. Heim gibt mit seiner Arbeit „Versuche zur Ausbildung der Thomaschen Rückstrombremse" eine erstmalige Darstellung der Strömungsvorgänge und Druckverhältnisse bei verschiedenen Formen der hydraulischen Rückstrombremse, die die Auswahl des günstigsten Typs erleichtern soll. Den größten Raum des vorliegenden Heftes nehmen Arbeiten über die Strömungsvorgänge in Rohrleitungen ein. Wir müssen dem Leiter des Münchener Instituts dafür dankbar sein, daß er seine Mitarbeiter gerade zu Arbeiten auf diesem sowohl für den allgemeinen Maschinen- und Wasserkraftbau wie auch für das Wasserversorgungs-, Heizungs- und Lüftungswesen so wichtigen und experimentell noch wenig beackerten Gebiet anregt und durch Schaffung der äußeren Bedingungen fördert. Sowohl bei dem in der Wasserkraftwirtschaft üblichen Großrohrleitungsbau, wie auch bei den zwar umfangreichen, aber in ihrer Durchbildung und Bemessung noch vielfach nur handwerklichen Regeln unterworfenen Kleinrohrnetzen unserer Vielfamilienhäuser für Wasser-, Gas-, Heizdampf- und Heizwasserleitungen spielt die bessere Beherrschung der Strömungsvorgänge in Rohrleitungen wegen der in ihnen auftretenden großen Geschwindigkeiten mehr als bei den Wasserversorgungs-Hauptzuleitungen und Stadtrohrnetzen eine wesentliche wirtschaftliche Rolle, abgesehen davon, daß eine Verbesserung des Wirkungsgrades solcher Rohrnetze vielfach auch unmittelbare Ersparnisse an den zu verteilenden Stoffen ermöglicht. Das Fehlen einer wissenschaftlichen Durcharbeitung der hier in Frage kommenden maschinen- und gesundheitstechnischen Ausführungsformen hat sich schon oft bemerkbar gemacht. Diesem Mangel werden die Untersuchungen am Münchener Institut bei planmäßiger Weiterentwicklung bald abhelfen.

So berichtet A. Hofmann über den „Verlust in 90°-Rohrkrümmern mit gleichbleibendem Kreisquerschnitt" und kommt für große Krümmungsverhältnisse zu Ergebnissen, die z. T. von denen amerikanischer und englischer Forscher abweichen. Von Wichtigkeit ist bei diesen Versuchen, daß sie sowohl für glatte als auch für rauhe Krümmer Widerstandsbeiwerte ergeben, die ihren Kleinstwert für etwa $\frac{R}{d} = 7$ bis 8 erreichen; allerdings weichen die Widerstandsbeiwerte der Krümmer $\frac{R}{d} = 6$ und 10 nur unwesentlich von diesem Kleinstwert ab.

Über den „Energieverlust in Kniestücken" liegen zwei Arbeiten von H. Kirchbach und W. Schubart vor, die — auch in ihrer Übertragung auf die in ihren Erscheinungen wesentlich verschiedenen Strömungsvorgänge in offenen Gerinnen — mancherlei Bemerkenswertes enthalten. Die Ergebnisse dieser für das heute noch keineswegs abgeschlossene Krümmerproblem wertvollen Untersuchungen sind in mancher Hinsicht überraschend, weil sie auf bisher unbekannte Wechselwirkungen beim Wasserdurchfluß durch Rohrkrümmer hinweisen. So ergibt sich, daß der Widerstandsbeiwert eines 60°-Kniestückes stets größer ist als der eines Formstückes, das durch Aneinanderfügen eines 60°-Knies und eines 30°-Knies gebildet wird, gleichgültig, ob das 60°-Knie in der Strömungsrichtung vor oder hinter das 30°-Knie gefügt wird. Die Untersuchungen ergaben weiter, daß der Widerstandsbeiwert eines Kniestückes bei konstantem Ablenkungswinkel erst bei größeren Reynoldschen Zahlen (von $R = 200\,000$ ab) als konstant angesehen werden darf. Sodann bleibt der Gesamtwiderstandsbeiwert eines durch Aneinanderreihen von mehreren Kniestücken gebildeten Formstückes — im Gegensatze zu bisherigen Berechnungsregeln — solange kleiner als die Summe der Widerstandsbeiwerte der einzelnen Kniestücke, als die Größe des Knickstellenabstandes innerhalb bestimmter Grenzen bleibt. Für $R = 225\,000$ ergaben sich beispielsweise folgende Widerstandsbeiwerte bei glatter Wandung:

bei 30°-Krümmer . . . . . $\zeta = 0{,}130$
„ 60°-Krümmer . . . . . $\zeta = 0{,}471$
„ 30° + 60°-Krümmer . . . $\zeta = 0{,}400$
„ 30° + 30° + 30°-Krümmer $\zeta = 0{,}188$ bzw. 0,202.

Eine besonders für den Großrohrleitungsbau wichtige Arbeit von F. Petermann behandelt den „Verlust in schiefwinkligen Rohrverzweigungen" (Trennung und Vereinigung zweier Rohrleitungen)[1]), nachdem im Heft 1 bereits Vogel die Verluste in rechtwinkligen Rohrverzweigungen untersucht hat. Ein Vergleich dieser beiden Arbeiten zeigt u. a., daß ein Abzweig von 45° gegenüber einem solchen von 90° unter sonst gleichen Verhältnissen eine Ersparnis an Verlustleistung von rd. 60 % ermöglicht. O. Poebing und J. Spangler kommen in ihrer Arbeit „Der Reibungsverlust in Rohrleitungen, die aus überlappten Schüssen hergestellt sind" zu dem auch wirtschaftlich bemerkenswerten Ergebnis, daß das zylindrisch überlappte Rohr besonders bei großen Reynoldschen Zahlen, wie sie bei Ausführung von Rohrleitungen in der Praxis die Regel bilden, einen geringeren Reibungswiderstand ergibt, als das an sich kostspieligere kegelig überlappte Rohr.

[1]) Über den Druckverlust am Vereinigungspunkte von Leitungen quadratischen Querschnitts hat Prof. A. H. Gibson in den Transactions of the Royal Society of Edinburgh, Bd. 48, 1913, S. 799 u. f. auf Grund eigener Versuche berichtet.

Der experimentellen Feststellung des Verhaltens der Schmieröle bei sehr hohen Flächenpressungen, bei denen neben mechanischen und chemischen Eigenschaften der Öle die sogenannte Schmierfähigkeit eine entscheidende Rolle spielt, ist eine Arbeit von R. Voitländer gewidmet: „Untersuchungen an einem neuen Apparat zur Beurteilung der Schmierfähigkeit von Ölen". Zwei kurze Mitteilungen: „Die Energieumsetzung in saugrohrähnlich erweiterten Düsen" von A. Hofmann und „Der Einfluß der Zähigkeit des Wassers auf den Wirkungsgrad einer kleinen Francis-Modellturbine" von F. Riemerschmid beschließen die mit vorzüglichen und anschaulichen Abbildungen ausgestattete Schrift, die wir allen Beteiligten wärmstens empfehlen können.

Dr.-Ing. Marquardt, München.

Handbuch für Eisenbetonbau. Herausgegeben von Dr. Dr. techn. h. c. F. Emperger, Oberbaurat, Wien. VI. Band. Balkenbrücken, in 5 Lieferungen. 3. Aufl., Lieferung 1. Bearbeitet von Dr.-Ing. W. Gehler, o. Professor an der Technischen Hochschule Dresden. 96 S. mit vorläufiger Inhaltsangabe u. 191 Textabb. Berlin 1929. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis der Lieferung 6,80 R.-M.

Der vorliegende VI. Band hat eine umfassende Neubearbeitung und starke Vermehrung erfahren. (Die früher im VI. Band enthaltenen Bogenbrücken und Überwölbungen sind in der 3. Aufl. bekanntlich in einem besonderen, dem VII. Band erschienen.) Der Band ist in 5 Kapitel eingeteilt (Gesamtanordnung — Straßenbrücken — Eisenbahnbrücken — Eisenbeton bei Eisenbrücken — Ausführung, Unterhaltung und Kosten), wodurch eine gute und schnelle Übersicht und bequeme Handhabung erreicht wird.

Die erste Lieferung umfaßt das erste Kapitel und ungefähr die Hälfte des zweiten.

Das I. Kapitel: Die Gesamtanordnung der Balkenbrücken aus Eisenbeton, zerfällt in die beiden Teile: A. Wesen und Anwendungsbereich, und B. Grundformen.

Nach einer kurzen Darstellung der verschiedenen Grundformen der Balken, Bogen und Rahmen und ihres Verhaltens in bezug auf Stützkräfte und innere Kräfte folgen drei zum Teil neue Abschnitte: Vorzüge und Nachteile der Brücken aus Eisenbeton gegenüber eisernen Brücken, die äußere Gestaltung von Eisenbeton-Balkenbrücken und schließlich Anwendungsbereich.

Der Teil B.: „Grundformen der Balkenbrücken aus Eisenbeton" unterscheidet sich von dem entsprechenden Teil der zweiten Auflage hauptsächlich durch die beträchtliche Erweiterung des Abschnittes über durchlaufende Träger. Hier sind vor allem die Brücken unter Eisenbahngleisen, die bei Industriebauten (Kohle) wie auch auf anderen Gebieten eine immer mehr zunehmende Bedeutung gewinnen, eingehend behandelt und durch eine Reihe von Abbildungen ausgeführter Bauwerke erläutert. Zu bemerken ist eine Übersicht von Straßenbrücken und Gangstegen von mehr als 28 m Stützweite mit Angabe der Hauptmaße, Grundform und ausführenden Firma.

Auch die Abschnitte über eingespannte und Rahmenträger, ferner über Bogenbalken bringen eine Reihe neuer Beispiele. Mit den Tragwerken mit versenkter Bahn schließt das erste Kapitel.

Das II. Kapitel enthält die Straßenbrücken und Gangstege aus Eisenbeton und zeigt, soweit die erste Lieferung erkennen läßt, bei ähnlicher Anordnung wie in der zweiten Auflage, doch im einzelnen erhebliche Erweiterung. So ist z. B. dem Abschnitt: Entwässerung und Dichtung der Brückenoberfläche, mit dem die Lieferung schließt, ein Raum gewidmet, der den des gleichen Abschnittes der zweiten Auflage um ein Vielfaches übertrifft.

Es ist natürlich überflüssig, das Werk, das die mustergültige Ausstattung des „Handbuches" besitzt und außerordentlich viele und gute Abbildungen enthält, besonders zu empfehlen. Der Band soll, wie schon bemerkt, in etwa 5 Lieferungen zu je etwa 6 Bogen, die in Abständen von ungefähr fünf Wochen erscheinen, herausgegeben werden.

Dr.-Ing. Th. Gesteschi.

Die Dauerfestigkeit der Werkstoffe und der Konstruktionselemente. Elastizität und Festigkeit von Stahl, Stahlguß, Gußeisen, Nichteisenmetall, Stein, Beton, Holz und Glas bei oftmaliger Belastung und Entlastung sowie bei ruhender Belastung. Von Otto Graf. VIII u. 131 S. mit 166 Textabb. Berlin 1929. Verlag von Julius Springer. Preis 14 R.-M.

Seit die Reichsbahn in ihren Vorschriften für die Berechnung eiserner Brücken einen Stoßkoeffizienten eingeführt hat, hat auch bei uns die Beschäftigung mit den dynamischen Einflüssen wieder stark zugenommen, so daß man hoffen darf, daß wir in absehbarer Zeit über die Größe der Spannungswechsel infolge der dynamischen Beanspruchung ausreichend unterrichtet sind. Dagegen scheint die Beschäftigung mit dem Verhalten des Materials unter solchen Belastungen zur Zeit noch weniger verbreitet zu sein, obwohl diese ebenso wichtig ist wie die Erforschung der angreifenden Kräfte, wenn die neuen Erkenntnisse wirklich ausgenutzt werden sollen. Ist doch z. B., soweit mir bekannt, die Schwingungsfestigkeit erst für eine der verschiedenen in den letzten Jahren neu eingeführten Stahlsorten bekanntgegeben worden.

Das Gebiet ist der Forschung allerdings schwer zugänglich, da außer der Größe der auftretenden Kräfte noch zahlreiche Umstände von wesentlichem Einflusse sind, wie die Vorbehandlung des Materials, Formgebung, Temperatur, Zeit zwischen den einzelnen Belastungen u. a. m. Es ist deshalb sehr zu begrüßen, daß Otto Graf, der stellvertretende Vorstand der Materialprüfanstalt in Stuttgart, in dem vorliegenden Buche eine Einführung in das ganze Fragengebiet gegeben hat, die nicht nur dem werdenden Ingenieur das Eindringen erleichtert, sondern vor allem auch

dem in der Praxis stehenden Ingenieur, der ja meist viel schwerer als der Studierende an das in der Literatur weit zerstreute Material herankommen kann; sind doch viele wichtige Versuche in Amerika und England angestellt und veröffentlicht worden.

Das Buch enthält eine Zusammenstellung der wesentlichsten Ergebnisse der bis jetzt vorliegenden Untersuchungen. Naturgemäß ist der Stahl am umfassendsten behandelt, so daß ihm über die Hälfte des Buches, 84 Seiten mit 120 Abb., gewidmet sind. Über den Stahlguß genügen dann kurze ergänzende Angaben, die Versuche mit Gußeisen umfassen 6 Seiten. Es folgen Angaben über das Verhalten der Nichteisenmetalle, 9 Seiten; der Rest des Buches bringt kurz unsere Kenntnisse über die anderen, nicht metallischen Baustoffe.

Das Buch gibt fast nur die beobachteten Tatsachen, ohne näher auf die zur Zeit noch keineswegs geklärten Theorien über die inneren Ursachen der Festigkeitsänderungen einzugehen, diese aber in einer bei der knappen Form erstaunlichen Vollständigkeit und zum Teil durch geradezu wundervolle Abbildungen erläutert, von denen viele offenbar aus der eigenen Arbeit des Verfassers stammen. Die zahlreichen Literaturnachweise geben eine Einführung zu weiterem Studium. So kann das Buch allen Fachgenossen, den werdenden und den ausübenden, auf das wärmste empfohlen werden. Müllenhoff.

Schalung und Rüstung. Von Ingenieur Franz Böhm, Graz. 132 S. mit 109 Textabb. Berlin 1929. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis steif geh. 5,20 R.-M.

Der Verfasser hat sich, wie aus dem Vorwort zu entnehmen ist, die Aufgabe gestellt, die vorliegenden Erfahrungen über die Ausführung von Beton- und Eisenbetonarbeiten zu sammeln und namentlich unter dem Gesichtspunkte einer wirtschaftlichen Betriebs- und Bauführung in mehreren Werken zu veröffentlichen. Er beginnt mit dem vorliegenden Buch, das in handlichem Taschenformat erschienen ist. In anschaulicher Form wird darin alles besprochen, was in technischer und wirtschaftlicher Beziehung beim Entwerfen und bei der Ausführung der im Hochbau vorkommenden Schalungen und Rüstungen zu beachten ist. Das Gebiet des Brückenbaues hat absichtlich keine Berücksichtigung gefunden.

In dem Abschnitt über die Verbindungsmittel sind die Nägel besonders ausführlich behandelt worden, da schon hinsichtlich des Verbrauchs an Nägeln möglichste Wirtschaftlichkeit anzustreben sei. Dieser Anschauung ist ohne weiteres beizupflichten, denn es ist bekannt, daß die Zimmerleute gern zu viel nageln. Es erscheint deshalb sehr zweckmäßig, bei größeren Arbeiten die Nagelung vom Bauführer oder Polier überwachen zu lassen. Es darf aber nicht übersehen werden, daß die an und für sich erwünschte Sparsamkeit im Nagelverbrauch nicht auf Kosten der Sicherheit gehen darf.

Nach einer übersichtlichen Darstellung der gebräuchlichen Schalung für die einfachsten Bauelemente werden sodann die Gesichtspunkte über das wirtschaftliche Entwerfen der Schalung klar herausgearbeitet. Eine große Anzahl wertvoller praktischer Ratschläge für die Anfertigung und Aufstellung der Schalung und Rüstung wird gegeben, die auch den auf diesem Gebiete bereits erfahrenen Fachmann interessieren und fesseln werden. Vielfach überschreitet der Verfasser den im Vorwort gekennzeichneten Rahmen des Buches, das vorwiegend kleinere und mittlere Bauten behandeln soll; z. B. in den Abschnitten über Anlage des Zimmerplatzes und Förderung von Schalungen und namentlich über die verschiedenen Hochbaugerüste und beweglichen Schalungsarten, die ja meist nur bei umfangreicheren Bauten wirtschaftlich gerechtfertigt sein werden. Diese Kapitel bedeuten eine nicht unwesentliche Bereicherung des Buches. Immer wieder wird darauf hingewiesen, daß man — von besonders einfachen Fällen abgesehen — beim Entwerfen der Schalung und Gerüste nicht schematisch vorgehen darf, sondern daß jeder Fall und jede Einzelheit besonders durchdacht werden muß.

Das Buch erzieht in hohem Maße zum wirtschaftlichen Denken. Es ist in erster Linie vom Standpunkte des Unternehmers geschrieben und kann diesen Kreisen in ihrem eigenen Interesse dringend zum Studium empfohlen werden. Insbesondere können kleinere Baufirmen, die im Gegensatze zu den großen im allgemeinen nicht über umfangreiche Erfahrungen verfügen, daraus Nutzen ziehen. Da aber auch die Allgemeinheit an wirtschaftlichem Bauen interessiert ist, so sollte dem Buch auch von Baubehörden und anderen Auftraggebern Beachtung geschenkt werden. Klett.

Mechanik der nichtstarren Körper. Von Theodor Pöschl. Braunschweig 1929. Verlag von Vieweg und Sohn. 60 S. mit 61 Textabb. u. 2 Taf. Preis geb. 3,20 R.-M.

Dieser Sonderdruck aus Müller-Pouillets Lehrbuch der Physik bringt in kurzer Darstellung die Begriffe, die wichtigsten Erkenntnisse und Probleme der Festigkeitslehre und ihre physikalische Begründung. Er bietet gedrängt recht viel: Erklärung des Spannungsbegriffs, systematisch die einfachsten Spannungsarten, ebenen Spannungszustand und Grundgleichungen des allgemeinen Spannungszustandes. Dann kommen die Bruchtheorien, hierbei eingehend die Theorie der Mohrschen Grenzkurve. Zum Schlusse Drehung und Biegung mit Schwingungsaufgaben als Anwendung und Stabilitätsprobleme.

Hierbei nicht nur Theorie. Zur Stützung und Klärung ihrer Tragweite werden die Eigenschaften der wirklichen Stoffe beschrieben und in guten Abbildungen dargestellt. Wünschenswert wäre ein Inhaltsverzeichnis.

Die Arbeit kann allen, die sich über die Grundlagen der Festigkeitslehre nach dem Stande der heutigen Wissenschaft unterrichten wollen, bestens empfohlen werden.

Dresden. C. Weber.

Straßenbrücke Köln-Mülheim. Verfaßt von den sechs ausführenden Firmen[1]) in Gemeinschaft mit Oberbaurat Woltmann (Köln), Prof. Dr.-Ing. ehr. G. Kapsch (München) und Baudirektor Abel (Köln). 125 S. mit 185 Textabb. Berlin 1929. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geb. 20 R.-M.

Die anläßlich der Einweihung der Mülheimer Straßenbrücke über den Rhein (13. Oktober d. Js.) fertiggestellte, soeben herausgekommene Festschrift stellt in vornehmer, würdiger Ausstattung eine Erweiterung der in der „Bautechnik“[2]) im Erscheinen begriffenen Abhandlung derselben Verfasser dar. Sie teilt zunächst kurz das Wichtigste über die Vorgeschichte des Baues mit, gibt darauf eine knappe Gesamtbeschreibung der Brücke, erläutert dann — mit einer Fülle von Einzelheiten — in Wort und Bild die Unterbauten der Strom-, Flut- und Vorlandbrücken, den Überbau der Hauptbrücke, die Überbauten der Flut- und Vorlandbrücken, und beschreibt endlich die Herstellung und Bauausführung der eisernen Überbauten. Gerade der zuletzt genannte Abschnitt verdient bei einem so ungewöhnlich großen Bauwerk wie der 1,3 km langen Mülheimer Straßenbrücke, die zudem das Strombett des Rheines erstmalig in einer Öffnung (315 m) überspannt, die besondere Beachtung der Brückenbauer. Mit Rücksicht darauf, daß unsere Leser die wesentlichsten Dinge in gleicher Ausführlichkeit auch in der „Bautechnik“ finden werden, darf ich mich auf diese kurze Andeutung des Inhalts der Festschrift beschränken; es sei nur noch bemerkt, daß auch die Grundlagen der schwierigen statischen Berechnung der Hängebrücke in der Festschrift klar und eingehend wiedergegeben sind.

Die am Schlusse der Festschrift angegebenen Zahlen über die Kosten der Brücke sind doch wohl unvollständig. Die Kosten der Herstellung des Bauwerks ohne Rampen, Fahrbahn- und Fußwegabdeckung betragen zwar nach dem mit der Stadt Köln abgeschlossenen Vertrage rd. 11 Mill. R.-M., wovon 2,6 Mill. auf Pfeiler und Widerlager, und 8,4 Mill. auf die Überbauten entfallen. Während der Ausführung zeigte sich aber die Notwendigkeit von baulichen Änderungen, besonders einer Erweiterung der Vorlandbrückenkonstruktion u. a., wodurch nach Angabe der Deutschen Bergwerks-Zeitung die Brückenbaukosten auf 16,9 Mill. R.-M. stiegen. Nach der gleichen Quelle waren jedoch die Gesamtkosten tatsächlich weit höher, da für den Geländeerwerb ungewöhnlich hohe Ausgaben entstanden sind; nach den neuesten Angaben soll die Gesamtsumme etwa 32 Mill. R.-M. betragen, was allerdings einen ungeheuren Kostenaufwand bedeuten würde. Die genannte Zeitung bezeichnet denn auch zutreffend „die finanzielle Seite“ des Brückenbaues als ein „typisches Beispiel für die regelmäßige enorme Kostenüberschreitung des Voranschlages bei großen Kommunalbauten“.

Zusammen mit der Mülheimer Brücke und der gleichfalls kürzlich eingeweihten neuen Brücke Düsseldorf-Neuß überqueren übrigens heute 32 feste Brücken den Rhein, von denen 14 als Balkenbrücken, 16 als Bogenbrücken und 2 als Hängebrücken ausgebildet sind[3]).

Die neue Straßenbrücke Köln-Mülheim wird wegen der für europäische Verhältnisse ungewöhnlich großen Weite ihrer Hauptöffnung und wegen der ausgiebigen Verwendung von St Si und Union-Baustahl (St 52) — neben St 48 und St 37 — stets einer der interessantesten Brückenbauten bleiben, und schon aus diesem Grunde ist die Anschaffung der vorliegenden Festschrift jedem Brückenbauer warm zu empfehlen. Ls.

Der Brückenbau. Leitfaden für den Unterricht an den Tiefbauabteilungen der Baugewerkschulen und verwandten technischen Lehranstalten. Von A. Schau. I. Teil: Allgemeines, Durchlässe und massive Brücken, hölzerne Brücken, Unterhaltung, überschlägliche Kostenberechnungen. 4. Auflage, 216 S. mit 345 Textabb. und 6 Tafeln. Leipzig 1928. Verlag von B. G. Teubner. Preis 6,60 R.-M.

Der bekannte Leitfaden von Oberstudiendirektor Schau liegt in neuer Auflage vor. Die bisherige Einteilung des Stoffes ist beibehalten worden; Neuerungen auf dem Gebiete des Brückenbaues sind in kurzen Hinweisen berücksichtigt. Immerhin würden auch einige allgemein unterrichtende Angaben über den Eisenbeton-Brückenbau (Balken- wie Bogensysteme) den Wert des Buches für den Unterrichtsbetrieb zweifellos noch erhöhen. Ein Gleiches gilt von den neuzeitlich gestalteten Holzbrücken. Die wenigen Allgemeinangaben über neuere Holzbauweisen sind wohl mehr Sache eines Lehrbuches für allgemeine Baukonstruktionslehre; es fehlt im vorliegenden Falle die Darstellung einiger Knotenpunktverbindungen für Balkenbrücken, wie auch für Lehrgerüste. Ergänzungen in angedeutetem Sinne könnten ebenfalls dazu beitragen, den Wert des Buches noch zu erhöhen. Im übrigen muß dem Verfasser beigepflichtet werden, wenn er im Vorwort darauf hinweist, daß in den Unterrichtsvorträgen größter Wert auf die Entwicklung der Konstruktionsskizzen zu legen sei, daß ein Leitfaden für den Bauschulunterricht nicht nur Text, sondern auch grundlegende Konstruktionsskizzen enthalten müsse. Schließlich soll ja ein solcher Leitfaden auch über den Schulbetrieb hinaus im Bedarfsfalle ein zuverlässiger Berater sein. Der Schüler soll sich schon auf der Schule mit dem Inhalt und Charakter seiner Lehrbücher vertraut machen, damit er späterhin sofort weiß, wo er in Zweifelsfällen Aufklärung und Belehrung findet. — Die Ausstattung des Buches läßt nichts zu wünschen übrig; man kann den Leitfaden auch in seiner Neuauflage für den Bauschulunterricht angelegentlich empfehlen. C. Kersten.

---

[1]) Gesellschaft Harkort, MAN Werk Gustavsburg, Vereinigte Stahlwerke AG. Dortmunder Union, Felten & Guilleaume Carlswerk, Philipp Holzmann AG., Grün & Bilfinger AG.

[2]) Vgl. „Die Bautechnik“ 1929, Hefte 43 u. 50; Schluß folgt noch.

[3]) Vgl. „Die Bautechnik“ 1929, Heft 16, S. 244 u. f.

Bühnentechnik der Gegenwart. Von Friedrich Kranich. Zwei Bände. Bd. I, 378 S. mit 442 Textabb. u. 16 teils farbigen Tafeln. München und Berlin 1929. Verlag von R. Oldenbourg. Preis geb. 48 R.-M.

Die Bühnentechnik, die sich erst seit dem Beginn des 20. Jahrhunderts den Einfluß auf die Gestaltung der Theatergebäude zu verschaffen gewußt hat, den ihre schnelle Entwicklung unbedingt verlangt, deren Bedeutung aber auch heute viele Theaterbesucher noch nicht erkannt haben, war bisher noch niemals im Zusammenhang dargestellt worden. Friedrich Kranich, der aus einer bekannten Bühnentechniker-Familie stammende technische Leiter der Städtischen Bühnen in Hannover und des Festspielhauses in Bayreuth, hat es nun unternommen, in einem groß angelegten Werke zum erstenmal das gesamte Gebiet der deutschen Bühnentechnik zu behandeln. Der Verfasser hat seine Aufgabe mit hingebender Liebe zur Sache und mit großem Fleiße gelöst und schon in dem zunächst erschienenen ersten Bande ein Werk geschaffen, das als grundlegend die Beachtung nicht nur aller Bühnentechniker und Theaterleiter, sondern auch der Bau- und Maschineningenieure in hohem Maße verdient.

Da die zahlreichen Probleme der Bühnentechnik nicht nur vom technischen, sondern besonders auch vom wirtschaftlichen Standpunkte behandelt und alle bekannten Bühnenformen gegliedert und miteinander verglichen sind, so füllt das Buch eine schon oft beklagte Lücke aus, und es kann den Theaterleitungen und zuständigen Behörden bei notwendigen Neu- und Umbauten als sicherer Führer dienen. Für Technische Hochschulen und die theaterwissenschaftlichen Seminare von Universitäten ist es als Lehrbuch wohl verwendbar.

Der vorliegende erste Band umfaßt außer einer geschichtlichen Einleitung, die auch Bilder und Daten von bekannten Bühnentechnikern bringt, zehn Kapitel. Diese behandeln der Reihe nach: Das technische Personal, die Arbeitsräume, den technischen Betrieb, die ortsfesten und die beweglichen Hilfsmittel zum Aufbau der Bühnenbilder, die Kleintechnik, den Bildwechsel, die Hilfsmittel für den vereinfachten Aufbau der Bühnenbilder, die Grundarten für den Ortswechsel unzerlegter Bilder (Drehbühnen, Schiebebühnen und Versenkbühnen) und endlich die zusammengesetzten Arten für den Ortswechsel unzerlegter Bilder. Schon diese knappe Aufzählung der einzelnen Kapitelüberschriften läßt erkennen, welch reichen Inhalt der erste Band des Werkes aufweist. Seinen Abschluß bilden ein umfassendes Literaturverzeichnis sowie ein ausführliches Schlagwortregister, das den Gebrauch des Buches sehr erleichtert.

Die Ausstattung des Werkes — Druck, Papier, Format — ist durchaus vornehm und macht dem Verlage alle Ehre; eine Fülle guter, zum Teil künstlerisch beachtenswerter Abbildungen belebt den anschaulich und klar gefaßten Text, so daß der zunächst etwas hoch scheinende Preis wohl gerechtfertigt ist.

Der zweite Band des Werkes, der im Frühjahr 1930 herauskommen soll, wird u. a. in seinem 5. Kapitel die technischen Einrichtungen der 70 größeren deutschen Theater behandeln. Für alle, die sich aus Beruf oder Neigung für das Theaterwesen interessieren, dürfte somit auch dieser Band, auf dessen Erscheinen man gespannt sein darf, von großer Bedeutung sein.

Die Anschaffung und das Studium des Werkes ist auch dem Bauingenieur, der beruflich mit dem Bau von Bühnenhäusern zu tun hat, warm zu empfehlen. Ls.

Taschenbuch zum Abstecken von Kreisbogen mit und ohne Übergangsbogen für Eisenbahnen, Straßen und Kanäle. Von O. Sarrazin und H. Oberbeck. Vollständig neu bearbeitet von Max Höfer. 44. Auflage. 298 S. mit 27 Textabb. Berlin 1929. Verlag von Julius Springer. Preis 6 R.-M.

Das altbekannte Taschenbuch, das zum ersten Male 1873 herausgegeben wurde, ist in vollständig neuer Bearbeitung erschienen. Die außerordentlich klare und eingehende Einführung zu dem Tafelwerk befaßt sich mit der Absteckung der Kreisbogen von der Tangente aus, sowie besonders eingehend mit dem Zweck und dem Wesen des Übergangsbogens und seinem Verhältnis zur Überhöhungsrampe. Weiterhin wird die Absteckung von Korbbogen behandelt.

Aufgenommen ist ferner ein neues Absteckverfahren, das sog. Evolventenverfahren, das der jetzige Herausgeber ausgearbeitet hat.

Das Abstecken der Ausrundung bei Gefällwechseln, sowie die Behandlung einiger geometrischen Aufgaben beschließen die Einführung zu den Tafeln.

Von den Tafeln ist die erste zur Bestimmung der Tangenten, des Scheitels und der Bogenlänge, zur Absteckung des Kreisbogens durch Polarkoordinaten und zur Umwandlung der Kreisteilungen unverändert abgedruckt. Die Tafel II für die Absteckung der Kleinpunkte reiner Kreisbogen wurde um einige Spalten für bisher nicht berücksichtigte Halbmesser bereichert und für die Halbmesser von 2000 m an aufwärts zum Gebrauch bei der Absteckung von Gefällwechselausrundungen erweitert. Die Tafel III zur Absteckung der Kleinpunkte mit Übergangsbogen wurde mit Rücksicht auf die gesteigerten Anforderungen an die Länge der Übergangsbogen ganz erneuert.

Als Anhang sind Formeln zur Nachprüfung der Absteckung kubischer Parabeln angefügt.

Das Taschenbuch, das schon über ein halbes Jahrhundert sich großer Beliebtheit erfreut, wird sich gewiß infolge der vorzüglichen Ergänzungen nach dem neuesten Stande der Wissenschaft noch mehr Freunde als bisher erwerben.

Druck und Ausstattung des Taschenbuches, das bei Wind und Wetter gebraucht wird, sind mustergültig.

Professor Dr.-Ing. W. Müller, Dresden.

Fünfundzwanzig Jahre Technische Hochschule Danzig 1904—1929. 344 S. Danzig 1929. Druck und Verlag von A. W. Kafemann G. m. b. H. Preis 10 R.-M.

Die vorliegende Festschrift, die zum Jubiläum der Technischen Hochschule Danzig[1]) von den Professoren H. Kindermann, O. Kloeppel, E. Schmidt und I. Sommer herausgegeben wurde, sollte nur einen kleinen Ausschnitt aus dem gesamten Lehr- und Forschungsgebiete der Hochschule bieten. Diese Aufgabe erfüllt sie in der Tat in vortrefflicher Weise. Ihr reicher Inhalt setzt sich zusammen aus 26 wissenschaftlichen Arbeiten aus den verschiedenen Fachgebieten der Mitglieder des Lehrkörpers, und zwar sind die Aufsätze in neun Gruppen zusammengefaßt: Hochschulentwicklung (vom Rektor Prof. Dr. Hermann Stremme), Geisteswissenschaften, Mathematik und Physik, Chemie, Architektur, Bauingenieurwesen, Maschinenbau, Elektrotechnik, Schiffs- und Flugtechnik. Man sieht, daß die Festschrift so ziemlich alle Fachrichtungen gebührend zur Geltung kommen läßt.

Was insbesondere das Bauingenieurfach und die angrenzenden Gebiete betrifft, so seien folgende Beiträge als besonders beachtlich erwähnt:

Prof. Hoepfner, Vom Lehrstuhl für Stadtbauwesen und Straßenbau und von der Straßenbauforschungsstelle Ostpreußen.

Prof. Dr.-Ing. Winkel, Die Versuchsanstalt der Technischen Hochschule Danzig,

Geh. Regierungsrat Prof. Dr.-Ing. ehr. Dr. Lorenz, Widerstände der laminaren und turbulenten Strömung,

Prof. Dr. Pohlhausen, Zur Berechnung der gegliederten Druckstäbe,

Prof. Dr.-Ing. Flügel, Ein neues Verfahren zur näherungsweisen Lösung mehrdimensionaler Spannungsprobleme,

Prof. Dr.-Ing. Wagner, Verdrehung und Knickung von offenen Profilen.

Von interessanten „geisteswissenschaftlichen" Arbeiten sind zu nennen:

Prof. Dr. Kindermann, Lessings Entdeckung des Menschen,

Prof. Dr. Luckwaldt, Friedrichs des Großen Anschauungen von Staat und Fürstentum.

Der Festschrift mit ihrem gediegenen Inhalt ist ohne Zweifel ein hoher, dauernder wissenschaftlicher Wert beizumessen. Sich näher mit ihr zu befassen, soweit das betreffende Sondergebiet in Betracht kommt, kann jedem Ingenieur bestens empfohlen werden. Ls.

Application of Trigonometric series to cable stress analysis in suspension bridges. Von George C. Priester. Engineering research bulletin Nr. 12, University of Michigan, Ann Arbor, März 1929. 50 S. Preis 1 Dollar.

Im Februarhefte 1928 der „Zeitschrift f. angewandte Mathematik u. Mechanik" hat Timoschenko eine Arbeit „Steifigkeit von Hängebrücken" veröffentlicht, in der er zeigt, wie sich die genauere Berechnung von Hängebrücken wesentlich gegenüber den bisher bekannten Verfahren vereinfacht, wenn man die Durchbiegung des Versteifungsträgers und Kabels durch Fouriersche Reihen darstellt und die auftretenden Konstanten durch Gleichsetzung der inneren und äußeren Formänderungsarbeit ermittelt. Die vorliegende Arbeit, die Dissertation eines Schülers von Timoschenko, behandelt die gleiche Aufgabe wesentlich eingehender, so daß sich auch der in der Praxis stehende Ingenieur, dem ja meist die Anwendung der Fourierschen Reihen nicht so geläufig ist, wie es die Arbeit Timoschenkos voraussetzt, des Verfahrens bedienen kann. Es sind außerdem die wichtigen Sonderfälle untersucht, daß das Kabel über den Pfeilern beweglich gelagert ist (Manhattanbrücke), oder daß es fest mit den unten eingespannten Pfeilern verbunden ist (Delawarebrücke). Müllenhoff.

Kostenberechnung im Ingenieurbau. Von Dr.-Ing. Hugo Ritter. 2. Auflage. 148 S. Berlin 1929. Verlag von Julius Springer. Preis geh. 7,50 R.-M., geb. 9 R.-M.

Die der ersten Auflage zugrunde liegenden Erfahrungen und Zahlenwerte der Vorkriegszeit sind in der vorliegenden zweiten Auflage durch die entsprechenden Werte der Nachkriegszeit ersetzt und ergänzt. Die fortschreitende Mechanisierung der Großbaustellen hat eine teilweise Umgruppierung des Stoffes erforderlich gemacht. Die Gerätekosten und die Kosten der Schotteraufbereitung sind in besonderen Kapiteln behandelt.

Die zweite Auflage gliedert sich in folgende Abschnitte: 1. Einleitung. 2. Allgemeine Angaben. 3. Bauprogramm. 4. Transportkosten. 5. Kosten der Antriebmaschinen. 6. Erdarbeiten (Hand, Bagger, Lokomotivbetrieb, Nebenarbeiten). 7. Feldarbeiten. 8. Rammarbeiten. 9. Betonarbeiten. 10. Maurerarbeiten. 11. Zimmererarbeiten. 12. Pflasterarbeiten. 13. Aufbereitung von Sand und Schotter. 14. Wasserhaltung. 15. Gerätekosten. 16. Allgemeine Kosten.

Wie die erste Auflage will auch die vorliegende zweite Auflage nicht nur Zahlenwerte geben, sondern in das Wesen der Preisbildung von Tiefbaustellen einführen. Bei der Erläuterung der Zahlenwerte beschränkt sich der Verfasser teilweise auf kürzere Hinweise, ohne die Werte aus dem Arbeitsvorgang auf der Baustelle ausführlich zu entwickeln, wodurch die Einführung in das Wesen der Kalkulation an Übersichtlichkeit gewinnt. Trotzdem könnte an einzelnen Stellen etwas ausführlicher auf den Baustellenvorgang eingegangen werden, z. B. beim 3- bis 4maligen Gebrauch der Schalung, da unbeabsichtigt sonst leicht falsche Vorstellungen entstehen können und auch die richtige Wahl unter den Zahlenwerten dadurch erleichtert würde. Lerche.

[1]) Vgl. „Die Bautechnik" 1929, Heft 12 u. 27. — Eine wertvolle Ergänzung der Festschrift für den Bauingenieur bildet das Heft 31 („Heft Danzig") der „Bautechnik", das, ausschließlich aus zahlreichen Aufsätzen von Professoren der Technischen Hochschule Danzig zusammengestellt, gleichfalls zur Jubiläumsfeier erschienen ist.

Rohrbrunnen. Von Dr.-Ing. Erich Bieske. 214 S. mit 170 Textabb. München-Berlin 1929. Verlag R. Oldenbourg. Preis geh. 12 R.-M., geb. 16 R.-M.

Der Rohrbrunnen hat seit dem Ende des vorigen Jahrhunderts eine immer steigende Bedeutung für die Wasserversorgung erlangt, und der zunehmende Wasserbedarf in allen Ländern läßt erwarten, daß diese günstige Entwicklung in der Anwendung des Rohrbrunnens weiter andauert. Eine ebensolche Bedeutung wie in der Wasserversorgung kommt dem Rohrbrunnen heute bei der künstlichen Grundwasserabsenkung zu; hat doch das Grundwasserabsenkungsverfahren mit Rohrbrunnen in den Gebieten mit hohem Grundwasserstand eine in den letzten Jahren ständig anwachsende Anwendung bei Tiefbauten gefunden.

In der einschlägigen Literatur finden sich ausführliche Abhandlungen über die Theorie der Rohrbrunnen. Auch die konstruktive Seite ist hierbei wiederholt behandelt worden. Es fehlte aber an einem zusammenhängenden Werk über dieses wichtige technische Hilfsmittel, bei dessen Anwendung tiefbauliche, maschinentechnische und hygienische Gesichtspunkte zu beachten sind. Bieske füllt mit seinem Buch diese Lücke aus. Besonders hervorzuheben sind: die zahlreichen Hinweise auf die praktischen Erfahrungen, die der Verfasser selbst gemacht hat oder die im Laufe der Jahre anderweitig bekannt geworden sind, die vorbildliche Gliederung des Stoffes, die ausführliche Behandlung der wichtigsten Ausführungsarten und der Ausbildung der Einzelteile, die gründlichen Ausführungen über die Arbeitsvorgänge beim Brunnenbau selbst und die eingehende Behandlung der Pumpversuche und Wasseruntersuchungen. Zu erwähnen sind auch die Kapitel über die Unterhaltung und Instandsetzung von Brunnen und schließlich über die Vergebung von Rohrbrunnenaufträgen, in denen wertvolle Angaben über die Kosten gemacht sind. Besondere Beachtung verdienen noch die im Anhang übermittelten allgemeinen Anweisungen, Kostenanschlagsbeispiele sowie das wertvolle Quellenverzeichnis.

Über die Anwendung der Rohrbrunnen bei Grundwasserabsenkungen und deren Verschiedenheiten gegenüber den Wasserversorgungsbrunnen ließe sich noch manches sagen. Es wäre erwünscht, daß bei einer etwaigen Neubearbeitung diesem Gegenstande ein besonderes Kapitel gewidmet wird.

Die Ausstattung des Buches wird dem wertvollen Inhalt gerecht.

Dr. Sichardt.

Betonstraßenbau in Deutschland. Herausgeber Dr.-Ing. Riepert. 313 S. u. 145 Textabb. Charlottenburg 1929. Zementverlag G. m. b. H. Preis geh. 6 R.-M.

Das vorliegende Buch bildet eine Fortführung der seit 1926 jährlich erschienenen Hefte über den deutschen Betonstraßenbau. In 13 Abschnitten werden u. a. behandelt die Eignung der Betonstraße für den neuzeitlichen Verkehr, die Ausführungsgrundsätze der neueren deutschen Betonstraßen, die Baustoffprüfung und die Baukontrolle, die Fugenausbildung, die sehr ausführliche Beschreibung der neuesten Ausführungen von 1928 und die 100 Seiten umfassende vollständige Zusammenstellung aller seit 1925 in Deutschland ausgeführten 320 Betonstraßen, die es jedem Fachmann ermöglicht, sich an Ort und Stelle über diese Strecken zu unterrichten. Die Merkblätter für den Bau und für die Unterhaltung der Betonstraßen sowie die vorläufigen Leitsätze für die Prüfung des Betons sind auf den neuesten Stand gebracht. Interessant ist der Abschnitt über die Bewertung der Ergebnisse der Braunschweiger Versuchsbahn, über deren Anwendung auf die Praxis ja mit Recht noch Meinungsverschiedenheiten bestehen. Nur daß der Beton dem Kleinpflaster überlegen sein soll, möchte ich, solange noch gemischter Verkehr vorherrscht, bezweifeln, vor allem, wenn man bedenkt, daß es bedeutend besseres Kleinpflaster gibt, als das auf der Versuchsbahn. — Es wäre zu begrüßen, wenn den statistischen Angaben in Zukunft die Größe des Verkehrs in Tonnen und die Anteile der einzelnen Verkehrsgattungen der bespannten Fahrzeuge, der Personen- und der Lastkraftwagen in Prozenten nach den Ergebnissen der deutschen Verkehrszählung beigefügt würden. Dadurch würde die Bewertung der Haltbarkeit der Betonstraßen sehr erleichtert. Auch vermisse ich eine kritische Behandlung der Zerstörung der Oberhaut bei starkem Verkehr, auf deren Bekämpfung das größte Gewicht zu legen ist.

Das Buch enthält so wertvolle Angaben, daß es jedem, der sich mit Straßenbau theoretisch und praktisch zu beschäftigen hat, nur bestens empfohlen werden kann. Dr.-Ing. Speck.

Hydro- und Aeromechanik. Von Prandtl-Tietjens. Bd. I. 238 S. und 178 Textabb. Berlin 1929. Verlag von Julius Springer. Preis 15 R.-M.

Der bedeutsame Ausbau der theoretischen Grundlagen für alle Ingenieurarbeiten erfordert heute von einem wissenschaftlich arbeitenden Ingenieur eine umfassende und vertiefte Kenntnis der Berechnungsweisen. Aus diesem Grunde ist es zu begrüßen, daß die früher bestehende Kluft zwischen der rein mathematisch gehaltenen Hydrodynamik und der technischen Hydromechanik allmählich etwas überbrückt zu werden scheint. Auch das vorliegende Buch wird zwischen diesen beiden Gebieten einen erfolgreichen Ausgleich schaffen können; es stützt sich auf die Vorlesungen des bekannten Direktors des Kaiser-Wilhelm-Instituts für Strömungsforschung, Prof. Dr. L. Prandtl in Göttingen.

Die Behandlung der Probleme (der Stabilität und Druckverhältnisse, des statischen Auftriebes gasgefüllter Luftfahrzeuge, der Oberflächenspannung, der Kinematik und Dynamik der Flüssigkeiten und Gase, Potential- und Wirbelbewegung) ist in einer solchen Form durchgeführt worden, daß ein akademisch gebildeter Ingenieur bei ernster Bemühung den Darstellungen folgen und für eigene Forschungen auf dem Gebiete der Strömungslehre Anregungen daraus gewinnen kann.

Danzig. R. Winkel.

Das Holz, gemeinfaßliche Darstellung seiner Erzeugung, Gewinnung und Verwendung. Herausgegeben im Auftrage des Vereines deutscher Ingenieure in Gemeinschaft mit dem deutschen Forstverein von Dr. J. A. von Monroy. 318 S. mit 288 Textabb. u. 20 Taf. Berlin NW 7, 1929. V. D. I.-Verlag G. m. b. H. Preis 19,50 R.-M.

Der Verein deutscher Ingenieure hat sich auf seiner diesjährigen Hauptversammlung in Königsberg bemüht, weiteren Kreisen einen Überblick über die Bedeutung des Holzes für Technik und Wirtschaft und seine Verwendungsmöglichkeiten zu geben. In der mit der Tagung verbundenen Lehrschau Holz, die an Vollständigkeit und Übersichtlichkeit das auf diesem Gebiet bisher Geleistete weit übertraf, ist ihm dies vorzüglich gelungen.

Die Lehrschau umfaßte das ganze Gebiet der Holztechnik, von der Erzeugung und Gewinnung des Holzes bis zu seiner vielseitigen Verwendung im Berg-, Hoch- und Tiefbau, für Geräte, Wagen, Schiffe und Flugzeuge, der handwerklichen Verarbeitung der Hölzer durch Zimmerleute, Bau- und Möbelschreiner, Wagner, Drechsler, Böttcher, Schnitzer usw., seiner Verwertung in der chemischen Industrie. Die Beiträge der wissenschaftlichen Forschungsinstitute bezogen sich auf die Holzeigenschaften, Holzprüfungsverfahren, die Holzbehandlungs- und Veredlungsfragen und den Holzschutz. Sonderabteilungen waren der Ausbildung des technischen Nachwuchses und der künstlerischen Behandlung des Holzes gewidmet.

Die Eindrücke der wissenschaftlichen Tagung und der Lehrschau Holz legten den Gedanken nahe, den gesammelten Stoff in Buchform zu veröffentlichen. So ist das im Auftrage des Vereines deutscher Ingenieure in Gemeinschaft mit dem deutschen Forstverein von Dr. A. von Monroy herausgegebene Buch: „Das Holz, gemeinfaßliche Darstellung seiner Erzeugung, Gewinnung und Verwendung“ entstanden. Der Inhalt des Buches ist in 5 Abschnitte gegliedert:

1. Erzeugung des Holzes,
2. Gewinnung des Holzes,
3. Veredlung des Holzes,
4. Verwendung des Holzes,
5. Vom organischen Aufbau der deutschen Forst- und Holzwirtschaft.

Zur Bewältigung der Aufgabe sind 19 Mitarbeiter herangezogen worden. Trotz der Vielseitigkeit des behandelten Stoffs ist es dem Herausgeber gelungen, ein übersichtliches, wenn auch nicht erschöpfendes Bild von dem derzeitigen Stande der Holztechnik unter Berücksichtigung der durch die planmäßige wissenschaftliche Durchdringung der Verarbeitungs-, Veredlungs- und Verwertungsvorgänge erzielten Fortschritte zu geben.

Sch.

Erddrucktafeln. Zeichnerische Zusammenstellung der Größe des Erddrucks auf Stützmauern, analytisch errechnet nach Poncelet. Von Dr.-Ing. Otto Syffert. 12 S. mit 8 Textabb. u. 25 Taf. Berlin 1929. Verlag von Julius Springer. Preis geb. 6 R.-M.

Die gezeichneten Erddrucktafeln sind eine Ergänzung der im gleichen Verlage erschienenen Schrift von Petersen „Erddruck auf Stützmauern“ und ein Gegenstück zu den Zahlentabellen, die Krey seinem Werke beigegeben hat.

Nach einer Erläuterung über die Berechnung und Verwendung der Tafeln werden die Erddruckwerte $\frac{\lambda}{2}$ für aktiven Erddruck auf 50 halbseitigen Tafeln in klaren übersichtlichen Figuren gebracht. Die Verteilung der Werte auf die einzelnen Tafeln entspricht den Kreyschen Tabellen, nur sind andere Eingangswerte gewählt, auch für verschiedene Bodenneigungen, die bei Krey noch fehlen. Der Verfasser hat allerdings nicht die Bezeichnungsweise von Krey, sondern die von Petersen angewandt.

Die Tafeln geben einen guten Überblick über die verschiedenartige Abhängigkeit des Erddrucks von den einzelnen Veränderlichen und werden hoffentlich dazu beitragen, die unwirtschaftliche graphische Ermittlung des Erddrucks in den gewöhnlichen Fällen endlich aufhören zu lassen.

Peter Hedde, Oberbaurat.

Kostenrechnung im Baugewerbe. Von Dr. Rudolf Falk, Diplomkaufmann. 153 S. mit 10 Textabb. München u. Berlin 1929. Verlag von R. Oldenbourg. Preis geh. 8,40 R.-M.

Die vorliegende Arbeit ist erschienen als Heft 1 in der Schriftenreihe „Münchener Beiträge zur wirtschaftswissenschaftlichen Forschung“ und gliedert sich in folgende Teile: Die betriebswirtschaftliche Eigenart des Baugewerbes — Das Rechnungswesen im Baugewerbe — Die Kostenrechnung im Baugewerbe — Selbstkosten und Beschäftigungsgrad — Kurzfristige Erfolgsrechnung — Grenzen der Kostenrechnung im Baugewerbe.

Der Verfasser befaßt sich mit den praktischen Erfordernissen des Rechnungswesens im Baugewerbe, besonders im Hochbau, und bringt in übersichtlichen Textabbildungen und Anlagen die erforderlichen Köpfe und Vordrucke.

Für eine zweite Auflage wäre es wertvoll, wenn in die Schwierigkeiten, die sich bei der Zwischenbilanz halbfertiger Bauten ergeben, und die Probleme, die damit zusammenhängen — Verlauf des Absetzens der Baustelleneinrichtungskosten von den Unkosten bis zu einem bestimmten Zeitpunkt, der Zurückstellungen für die Räumung der Baustelle von einem anderen Zeitpunkt an, Buchung der Materialien nach Eingangs- oder Rechnungsdatum usf. —, hineingeleuchtet und wenn gezeigt würde, wie buchungstechnisch die Unterlagen für die Bewertung halbfertiger Bauten praktisch so gegeben werden können, daß die Zwischenbilanz nicht erst $^1/_4$ Jahr später möglich ist. Allerdings ist hierzu ein weitgehendes technisches Verständnis nötig, da es das Gebiet behandelt, in dem die Arbeit des Technikers von der des Kaufmanns nicht mehr getrennt werden kann. Lerche.

Friedrichs Illustrierte Baustofflehre für Schule und Praxis. Bearbeitet von Studienrat Karl Friedrich, Gewerbeschuldirektor Alfred Molitor und Dipl.-Ing. Georg Petri. I. Band: Die natürlichen Bausteine. 172 S. u. 150 Textabb. Heidelberg 1929. Verlag J. Hörning. Preis 3,80 R.-M.

Das vorliegende Buch soll, wie dem Vorwort zu entnehmen ist, für die Schule ein treuer Helfer und für die Praxis ein wertvoller Ratgeber sein. Es soll die Kenntnis der physikalischen, chemischen und technologischen Eigenschaften der Baustoffe vermitteln, unter besonderer Berücksichtigung der DIN-Baunormen, mit technischen Vorschriften für Bauleistungen DIN 1962 bis 1985 und technischen Vorschriften für Staatsbauten. Der Inhalt des Buches gliedert sich wie folgt: Die Entstehung der Erde (mit einer Tabelle der geologischen Zeitalter und ihrer Ablagerungen); das Baumaterial der festen Erdkruste; für die Steinbruchindustrie wichtige Verhältnisse der Gesteine; die einzelnen Gesteinsarten und ihre Eigenschaften; Tabelle der wichtigsten natürlichen Bausteine; Übersichtskarte der Gesteinsverbreitung von Südwestdeutschland; die Gewinnung, die Bearbeitung und das Versetzen der Bausteine; Verwitterung der Bausteine, ihre Erhaltung und Mittel gegen Verwitterung; besondere Eigenschaften und Verwendung der Naturgesteine; Verdingungsordnung für Bauleistungen; Baustoffprüfung; Untersuchungen von Baustoffen und Konstruktionen.

Die Wichtigkeit der Baustofflehre steht außer Zweifel. Wenn nun auch das vorliegende Buch in erster Linie die süd- und südwestdeutschen Verhältnisse berücksichtigt, so wird es doch den ihm zugedachten Allgemeinzweck durchaus erfüllen. Das Buch ist vom rein praktischen Gesichtspunkte aus bearbeitet; von langatmigen chemischen Formeln ist abgesehen worden. Die deutsche Normung wurde ihrer volkswirtschaftlichen Bedeutung entsprechend eingehend behandelt. Besonders begrüßenswert ist u. a. auch das von Prof. Gaber bearbeitete Kapitel über Untersuchungsverfahren. Den Beschluß des Buches bildet ein gut bearbeitetes Sachverzeichnis. Alles in allem: Das Buch erscheint für den Schulbetrieb wie für die Praxis durchaus geeignet; es kann zur Anschaffung empfohlen werden.

C. Kersten.

Graphisches Rechnen. Beispielsammlung und Richtlinien für Anfertigung und graphische Ausgestaltung von Rechentafeln. Im Auftrage des Ausschusses für graphische Rechenverfahren beim AWF bearbeitet von Studienrat H. Schwerdt unter Mitarbeit von Dr.-Ing. W. Gütschow, Dr. Iris Runge, Ing. Felix Wolf. 144 S. Berlin 1928. Beuth-Verlag G. m. b. H. Preis 2,75 R.-M.

Die vorliegende Schrift enthält eine Sammlung von Beispielen zur Anfertigung von Rechentafeln, wie sie in den verschiedensten Zweigen der technischen Praxis in steigendem Maße jetzt verwendet werden. Die Sammlung ist aus den seminaristischen Kursen hervorgegangen, die der Ausschuß für graphische Rechenverfahren beim Ausschuß für wirtschaftliche Fertigung (AWF) beim Reichskuratorium für Wirtschaftlichkeit (so müßte der amtliche Titel heißen!) veranstaltet hat. Es werden im ganzen 71 Bilder erläutert. Der Text ist ganz knapp und rezeptartig gehalten. Ein besonderer Abschnitt enthält Richtlinien für die Herstellung und praktische Ausgestaltung der Tafeln. Das Büchlein kann jedem empfohlen werden, der sich mit der praktischen Anfertigung von Nomogrammen zu befassen hat.

R. Rothe.

Uhlands Ingenieur-Kalender 1930. Begründet von Wilhelm Heinrich Uhland. 56. Jahrgang. In zwei Teilen bearbeitet von Robert Stückle, a. o. Professor und Oberingenieur am Ingenieur-Laboratorium der Technischen Hochschule Stuttgart. I. Teil: Taschenbuch (356 S. Text); II. Teil: Für den Konstruktionstisch (844 S. Text). Leipzig 1929. Alfred Kröner Verlag. Preis 5,50 R.-M.

Der Kalender ist auch im neuen Jahrgang in mehreren Abschnitten wesentlich umgearbeitet und durch Neuaufnahmen erweitert worden. Besonders anerkannt werden soll die Neubearbeitung der Abschnitte „Dampfturbinen" (im I. u. II. Teil mit zahlreichen Ausführungsbeispielen) und „Kraftfahrzeuge und Luftfahrt" (im II. Teil: A. Kraftfahrzeuge: Motorräder, Personenkraftwagen, Lastwagen und Omnibusse, Wagenwiderstände und Getriebeübersetzungen, Motor nebst Zubehör, Kupplungen; B. Luftfahrt: Luftfahrzeuge leichter als Luft, dgl. schwerer als Luft, neuer Kraftstoff Motalin). Die Neubearbeitung dieser Abschnitte wurde im vorhergehenden Jahrgange bereits in Aussicht gestellt. Die Bestimmung der Heizwerte von festen und gasförmigen Brennstoffen, die Rauchgasuntersuchungen, die Zugmessung u. a. m. sind in neu aufgenommenen Abschnitten behandelt. Damit hat der Bearbeiter wiederum bewiesen, daß er bestrebt ist, in seinem Kalender den Fortschritten der Technik von Jahr zu Jahr Rechnung zu tragen.

Zg.

Eingegangene Bücher.

Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft. **Vorläufige Bestimmungen für Holztragwerke (BH).** Amtliche Ausgabe. Zweite Auflage. 20 S. mit 8 Abb. Berlin 1929. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis 1,40 R.-M.

Anleitung für die Bauüberwachung von Stahlbauwerken auf der Baustelle (A St Bau). Herausgegeben von der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft. 16 S. mit 2 Abb. Berlin 1929. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis 0,80 R.-M.

Technische Hochschule zu Berlin. Vorlesungs-Verzeichnis für das Studienjahr 1929/30.

Technische Hochschule Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig. Programm für das Studienjahr 1929/30.

Technische Hochschule zu Breslau. Programm für das Studienjahr 1929/30.

Technische Hochschule Danzig. Vorlesungs-Verzeichnis 1929/30.

Technische Hochschule Darmstadt. Lehrplan für das Studienjahr 1929/30.

Technische Hochschule Hannover. Programm für das Studienjahr 1929/30.

Fridericiana. Badische Technische Hochschule Karlsruhe. Vorlesungsverzeichnis Winter-Semester 1929/30.

Technische Hochschule München. Programm 1929/30.

Technische Hochschule in Stuttgart. Verzeichnis der Vorlesungen für das Winter-Halbjahr 1929/30.

Bericht über die XXXI. Haupt-Versammlung des Deutschen Beton-Vereins (E. V.) am 27., 28. u. 29. März 1928. 336 S. mit vielen Abb. Obercassel 1929. Deutscher Beton-Verein.

Bericht über die öffentliche Tagung des Ausschusses „Asphaltstraßen" der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau am 15. und 16. März 1929 in Essen. Von Prof. Dr.-Ing. Neumann. 85 S. mit 18 Abb. Charlottenburg 1929. Verlag der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau. Preis 3 R.-M.

Reichsforschungsgesellschaft für Wirtschaftlichkeit im Bau- und Wohnungswesen E. V. Technische Tagung in Berlin vom 15. bis 17. April 1929.

Vollversammlung bei Kroll 15. April 1929, Vorträge und Ansprachen. 26 S. mit 13 Abb.

Vollversammlung in der Aula der Technischen Hochschule Berlin-Charlottenburg 17. April 1929, Vorträge und Ansprachen. 26 S. mit 13 Abb.

Verhandlungen:

Gruppe 1. Grundrißgestaltung und Hauswirtschaft. 29 S.
Gruppe 2. Baustoffe und Bauweisen im Wohnungsbau. 50 S.
Gruppe 3. Heizungseinrichtungen und Installation. 35 S.
Gruppe 4. Städtebau und Straßenbau. 32 S.
Gruppe 5. Betriebsführung und technische Prüfverfahren. 23 S.

Eidgenössische Materialprüfungsanstalt an der E. T. H. in Zürich. Diskussionsbericht Nr. 34. **Versuche zur Klärung der Frage der Bruchgefahr. III. Metalle.** Zürich 1929.

Wohin soll die neue Elbbrücke? Bericht über die Versammlung des Verbandes zur Förderung des Automobilstraßenbaues Norddeutschlands e. V. am 2. Mai 1929 in Hamburg. 32 S. mit 4 Abb. Hamburg 1929. Verlag von Boysen & Maasch. Preis 1,20 R.-M.

Wirtschaftsführung und Finanzwesen bei Amerikanischen Eisenbahnen. Von Reichsbahndirektor Dr. L. Homberger. 103 S. Berlin 1929. Verkehrswissenschaftliche Lehrmittelgesellschaft m. b. H. bei der Deutschen Reichsbahn. Preis 4,80 R.-M.

Veröffentlichungen des Instituts für Meereskunde an der Universität Berlin. **Die Stömungen im subtropischen Konvergenzgebiet des Indischen Ozeans.** Von M. Willimzik. 27 S. mit 6 Abb. u. 3 Taf. Berlin 1929. Verlag von E. S. Mittler & Sohn. Preis 8 R.-M.

Die Beseitigung gewerblicher Abwässer. Von B. Böhm. Mitteilung Nr. 26 des Deutschen Wasserwirtschafts- und Wasserkraft-Verbandes e. V., 99 S., zu beziehen durch die Geschäftstelle des DWWV, Berlin-Halensee, Joachim-Friedrich-Straße 50. Preis 3 R.-M.

Die Deutschen Baunormen 1929. Herausgegeben vom Deutschen Normenausschuß e. V. Berlin. Zu beziehen durch: Beuth-Verlag G. m. b. H., Berlin S 14. Preis 0,50 R.-M.

Mittelalterliche Bauhütten und Geometrie. Von Dr.-Ing. Felix Durach. 63 S. Stuttgart 1929. Julius Hoffmann Verlag. Kart. 3,80 R.-M.

Gemeinde, Grundrente und Bodenreform. Von Professor Dr. jur. Dr. L. D. Pesl. 83 S. Würzburg 1929. Verlag von Wilh. Kurt Kalitzsch. Preis 2 R.-M.

Schulbauforderungen. Erarbeitet von der Gesellschaft der Freunde des vaterländischen Schul- und Erziehungswesens in Hamburg. 67 S. mit Abb. Hamburg 1929. Verlag der Gesellschaft der Freunde des vaterländischen Schul- und Erziehungswesens. Preis 1,50 R.-M.

Neue Wege im Hotelbau. Von Dr. W. Amstutz. 16 S. und 57 Bilder. Zürich und Leipzig 1929. Orell Füssli Verlag.

Oberhütten. Vereinigte Oberschlesische Hüttenwerke A.-G., Gleiwitz. Kalender-Buch 1929. II. Teil.

Die Akkumulatoren, ihre Theorie, Herstellung, Behandlung und Verwendung. Von Professor Dr. W. Bermbach. 4. Aufl., 214 S. mit 107 Textabb. Berlin 1929. Verlag von Julius Springer. Preis geh. 8,50, geb. 9,75 R.-M.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

7. Jahrgang | BERLIN, 19. November 1929 | Heft 50

Alle Rechte vorbehalten.

Hamburgs Hafenbauten auf Waltershof.

Von Baurat **Hetzell** und Dipl.-Ing. **Wedekind,** Hamburg.

Im Jahre 1913 sind von See in Hamburg angekommen 15 073 Schiffe mit 14 185 496 Netto-Registertonnen, im Jahre 1927 16 011 Schiffe mit 19 595 541 Tonnen und im Jahre 1928 17 267 Schiffe mit 21 292 000 Tonnen. Gleichzeitig betrug die Warenbewegung im gesamten Seeverkehr[1]):

	Einfuhr		Ausfuhr	
	Gewicht Mill. t	Wert Mill. R.-M.	Gewicht Mill. t	Wert Mill. R.-M.
1913	16,5	4834	8,9	3896
1927	16,6	7002	8,1	4811
1928	17,4	7214	9,1	5521

Diese wenigen Zahlen zeigen, mit welcher zähen Lebenskraft sich Hamburg allen Gewalten zum Trotz seinen Platz an der Sonne zurückerobert hat. Wir erkennen, daß die Anzahl der Schiffe und ihre Tonnage den Stand von 1913 weit hinter sich gelassen hat, und daß die Güterbewegung wieder den Umfang der Vorkriegszeit erreicht hat. Dabei hat sich aber die Struktur des den Hafen benutzenden Verkehrs nicht unerheblich geändert. Die Kapitalnot und die industrielle Entwicklung des überseeischen Auslandes während des Krieges bringen es mit sich, daß im Vergleich zu früher von hochwertigen Gütern im allgemeinen nur kleinere Posten gehandelt werden, die, jeder für sich, mit einem unverhältnismäßig großen Aufwand von Raum und Zeit zu bearbeiten sind, und daß die Waren mehr als früher den Umschlag am Kai bevorzugen. Für die gleiche Gütermenge wird jetzt ein größerer Bedarf an Kailänge und Schuppenfläche erforderlich, der beschafft werden muß, wenn Stockungen vermieden werden sollen. Durch Mechanisierung des Schuppenbetriebes, Einführung von Elektrokarren und maschinellen Stapelgeräten ist eine beträchtliche Entlastung erreicht, der Mehrbedarf ist aber so groß, daß daneben schon sehr bald nach Wiederbelebung der Wirtschaft eine rege Bautätigkeit an Schuppen- und Kaiflächen einsetzen mußte. Der Hamburger Hafen hat seit Beendigung des Krieges seine Schuppenfläche um 35% vergrößert.

Kaischuppen, die dem Stückgutumschlag dienen, bedürfen wegen des regen Arbeiter- und Geschäftsverkehrs in ihnen einer möglichst nahen Wohnstadt. Bald waren in den stadtnahen Häfen alle noch irgendwie verfügbaren Flächen vergeben, der Bedarf an Schuppenraum aber war noch nicht gedeckt. Frühzeitig entschloß man sich deshalb, neuen Platz zu schaffen, dadurch, daß man den sogenannten Freiladeverkehr, den unmittelbaren Umschlag zwischen Eisenbahnwagen und Schiff, der noch in Stadtnähe einige für Schuppenbauten geeignete Uferstrecken innehatte, weiter von der Wohnstadt legte, da dieser Verkehr als Massengutverkehr der Stadtnähe nicht bedarf. Man einigte sich darauf, im westlichsten Teil des Hamburger Hafens auf Waltershof (Abb. 1) den durch den Krieg unterbrochenen Ausbau wieder aufzunehmen und hier in einem neu zu erbauenden Hafen die heimatlos gewordenen Freiladebetriebe unterzubringen. Nachdem Waltershof einen besonderen Anschluß an die Reichsbahn erhalten hat, wird sich diese Verkehrsart dort in jeder

Abb. 1. Übersichtsplan des Hamburger Hafens.

[1]) „Hamburgs Handel und Schiffahrt", Herausgegeben vom Handelsstatistischen Amt, Hamburg.

Weise entwickeln können und sich den dort bereits befindlichen Betrieben gut angliedern.

Einiges aus der Vorgeschichte Waltershofs[2]):

Bis zum Jahre 1910 lag Waltershof als die von der Stadt entfernteste der hamburgischen Inseln des linken Elbufers in ländlicher Abgeschiedenheit. Die Wichtigkeit dieses Gebietes als Hafenerweiterungsgebiet war aber schon voll erkannt, und bereits in dem Staatsvertrage zwischen Hamburg und Preußen vom 14. November 1908 (dem sogenannten Köhlbrandvertrage) hatte sich Hamburg das Recht gesichert, diese damals noch ganz unbebaute, Bubendeys 25,68 Mill. Mark für den ersten Ausbau von Waltershof zur Verfügung stellte, konnte mit den Bauarbeiten sogleich begonnen werden.

Dem Gesamtausbau lag der Lageplan der Abb. 2 zugrunde, und es sei schon hier erwähnt, daß dieser Plan auch bisher ohne wesentliche Änderungen durchgeführt ist. Der Plan sah vor: Die Schaffung dreier großer Seeschiffbecken, die von der Elbe her durch einen geräumigen Vorhafen zugänglich waren, und von denen zwei an ihrem oberen Ende nach bewährtem hamburgischen Muster an einen Flußschiffhafen an-

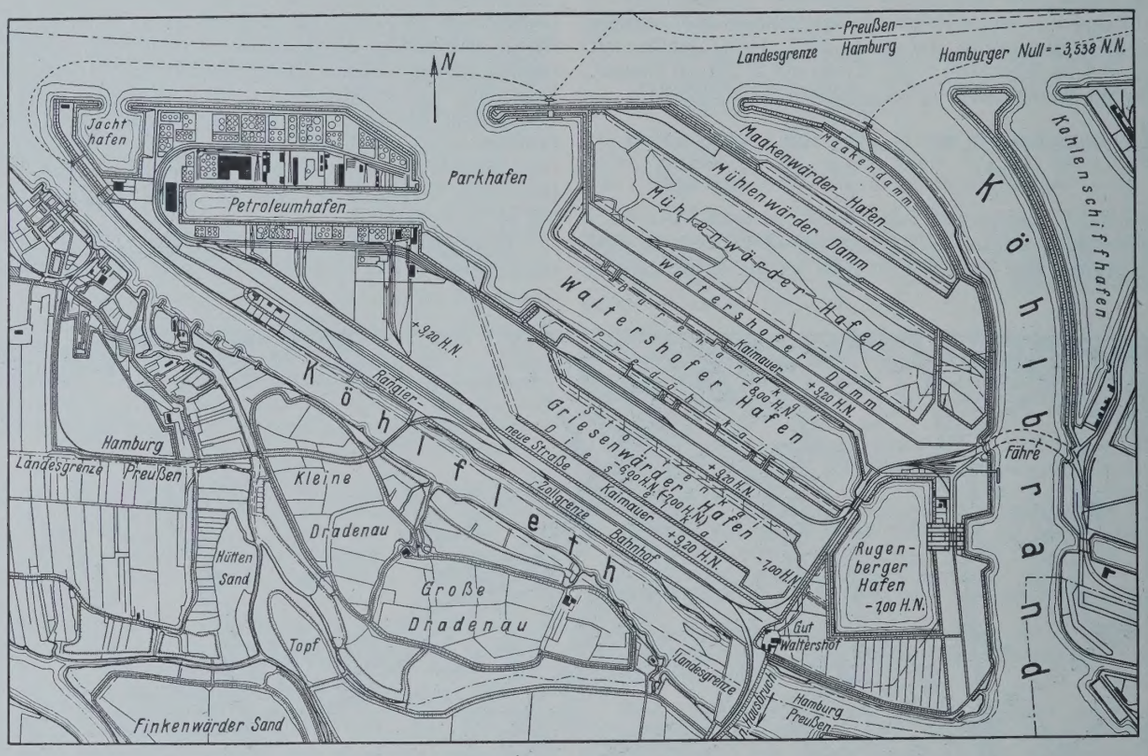


Abb. 2. Ausbau der Elbinsel Waltershof.

von zahlreichen Elbprielen durchzogene Insel durch eine besondere Hafenbahn über preußisches Gebiet hinweg an die Reichsbahn, und zwar an die Strecke Hamburg—Cuxhaven, anzuschließen.

Damit war Waltershof den Hafenbelangen Hamburgs angegliedert, und als dann 1910 die hamburgische Bürgerschaft in klarer Erkenntnis des für Hamburg Lebensnotwendigen und gestützt durch das Gutachten

[2]) Granzin: Die Erweiterung des Hamburger Hafens auf Waltershof. Zeitschr. d. Verbandes Deutscher Architekten- und Ingenieurvereine 1913.

geschlossen waren, der seinerseits wieder durch eine Durchströmungen verhindernde Sperrschleuse mit dem Köhlbrand in Verbindung stand. Der dritte Seehafen soll an seinem oberen Ende eine besondere Zufahrt für Flußschiffe erhalten. An den großen Vorhafen sollte sich nach Westen ein Petroleumhafen anschließen und an der Mündung des Köhlbrands, die in dieser Zeit aus nautischen und hydrotechnischen Gründen reguliert wurde, war ein Hafen für Küsten- und Fischerfahrzeuge geplant. Am Westende des Inselgebietes war ein Hamburg bisher fehlender Jachthafen vorgesehen.

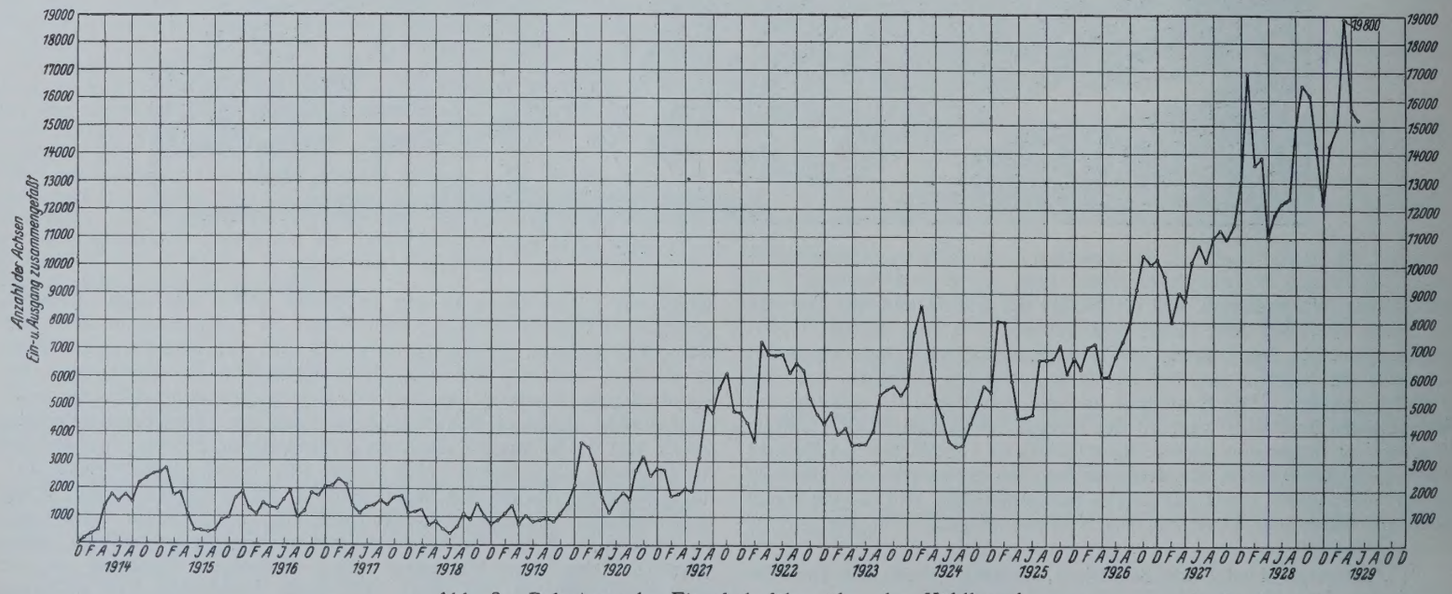


Abb. 3. Belastung der Eisenbahnfähre über den Köhlbrand.

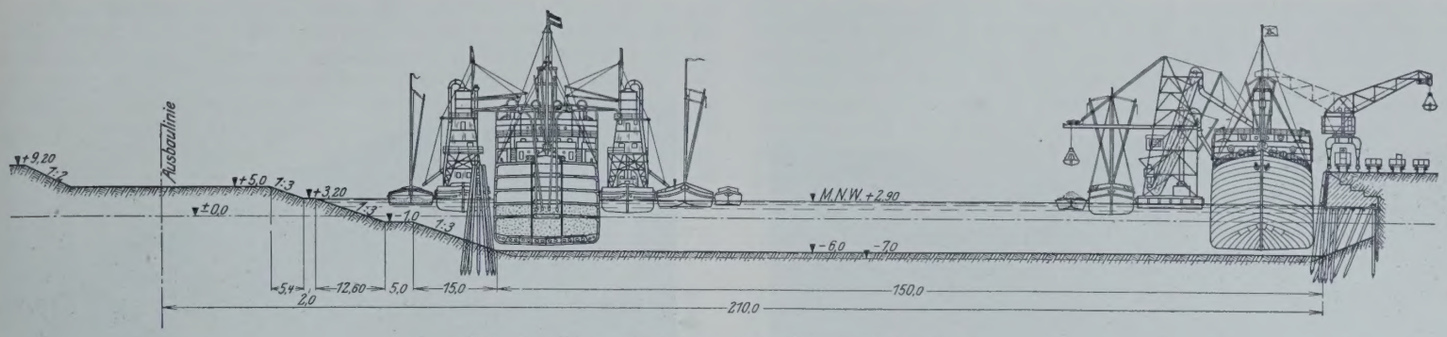


Abb. 5. Querschnitt durch den Griesenwärder Hafen.

Vor dem Kriege sind von diesen Arbeiten ausgeführt: Der Vorhafen, der einen Wendeplatz von 550 m Durchm. umgrenzt, und in Anlehnung an alte Flurbezeichnungen den Namen „Parkhafen" erhielt, das mittlere Seehafenbecken, heute „Waltershofer Hafen" genannt, der Flußschiffhafen mit Schleuse (Rugenberger Hafen mit Rugenberger Schleuse), der Jachthafen am Westende Waltershofs und der Küstenschiffhafen (Maakenwärder Hafen). Der Eisenbahnanschluß wurde damals noch nicht hergestellt, da die Verhandlungen mit Preußen noch nicht zum Abschluß gelangt waren, statt dessen wurde eine Eisenbahnfähre über den Köhlbrand in Betrieb genommen, die auf zwei Fährschiffen je sechs Eisenbahnwagen auf jeder Fahrt befördern konnte. Diese Fährverbindung hat

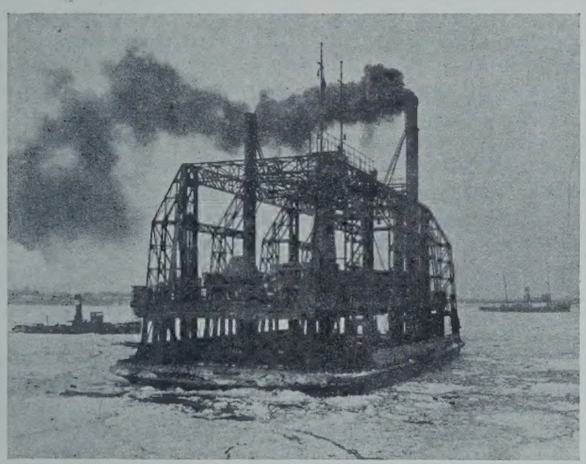


Abb. 4. Fährschiff.

Erhebliches geleistet, namentlich seitdem der Petroleumhafen, der Lagerfähigkeiten für 500 000 t hat und damit eine der größten europäischen Anlagen geworden ist, sich schnell entwickelte. Abb. 3 zeigt die Entwicklung der Fährverbindung, die jetzt wohl an der Grenze ihrer Leistungsfähigkeit angelangt ist.

Abb. 4 zeigt die Ausbildung des Fährschiffes, das an jedem Ende mit zwei Schrauben ausgerüstet ist, also kein Steuer braucht und auch mit Hilfe dieser Schrauben auf der Stelle „auf dem Teller" drehen kann. Der Ausgleich der verschiedenen Wasserstände wird bei diesen Schiffen durch Heben und Senken eines Tragdecks mittels maschinell angetriebener Schraubenspindeln erreicht.

Der Krieg unterbrach die Bauarbeiten auf Waltershof; es bedurfte der oben geschilderten Schuppennot und der eben erwähnten Leistungsgrenze der Fährschiffe, um den weiteren Ausbau der Häfen und parallel damit die Herstellung des Eisenbahnanschlusses anzukurbeln.

Trotz aller Nöte der Zeit hatten sich die vor dem Kriege auf Waltershof angelegten Hafenbecken günstig entwickelt. Der Petroleumhafen war restlos an die großen Mineralöl-Gesellschaften verpachtet; ein dichter Kranz von Tankanlagen umgibt ihn. Im „Waltershofer Hafen", dem größten aller vorgesehenen Becken, hat sich ein reger Getreideumschlag entwickelt. Zeitweilig ist hier, wo der Umschlag im Strome, d. h. vom Seeschiff auf Küsten- und Binnenfahrzeuge mittels schwimmender Getreidesaugheber geschieht, kein Liegeplatz mehr frei.

Auch der Rugenberger Hafen ist, namentlich im Winter, stark mit Binnenfahrzeugen belegt; außerdem hat er sehr wertvolle Dienste als Bauhafen geleistet. Der Wendeplatz Parkhafen, der Maakenwärder Hafen als Liegehafen für Küstensegler und der Jachthafen werden lebhaft in Anspruch genommen.

So war Platz für weitere Anlagen auf Waltershof nur durch Neubauten zu gewinnen.

Im Jahre 1926 bewilligte die Bürgerschaft für den Ausbau Waltershofs die Summe von 20 Mill. R.-M., und zwar 15 Mill. R.-M. für den Griesenwärder Hafen und 5 Mill. R.-M. für eine 600 m lange Kaimauer am Nordufer des Waltershofer Hafens.

Der Griesenwärder Hafen.

Der zuerst in Angriff genommene Griesenwärder Hafen wird, wie alle Hamburger Seehafenbecken, als offener Tidehafen mit einer unteren Einfahrt für Seeschiffe vom Parkhafen her und einer oberen Einfahrt für Flußschiffe vom Rugenberger Hafen her angelegt. Er erhält auf einer 32 ha großen Fläche Seeschifftiefe von 11,10 m bei MHW, die später auf 12,10 m vergrößert werden kann, und am östlichen Ende in der zu einem kleinen Schutenhafen erweiterten Verbindung zum Rugenberger Hafen noch 3,8 ha mit einer Tiefe von 6,10 m bei MHW. Sein südliches Ufer wird mit einer festen Einfassung, Kaimauer und Spundwänden, eingefaßt, während sein nördliches Ufer, um späterer Entwicklung nicht vorzugreifen, ebenso wie die westliche Einfahrt in Böschung liegen bleibt und durch Dückdalbenreihen dem Wasserumschlag zugänglich gemacht wird. Abb. 5 zeigt einen Querschnitt der Anlage und läßt durch die eingezeichneten Fahrzeuge gleichzeitig erkennen, wie sie ausgenutzt werden soll.

Bei Beginn der Bauarbeiten im Herbst 1926 lag das eigentliche Hafenbecken noch in ursprünglicher Marschhöhe auf etwa MHW der Elbe, ringsherum aber war von früheren Bauarbeiten her bereits sturmflutfrei aufgehöhtes Gelände vorhanden. Diese Art der Vorbereitung eines Hafenbaues hat sich, obgleich der später aus dem Hafenbecken gebaggerte Boden mit erheblichen Kosten auf größere Entfernung fortgeschafft werden muß, bei den hamburgischen Hafenbauten als sehr wirtschaftlich gezeigt, denn sie gibt dem aufgehöhten Gelände Gelegenheit, sich ordentlich abzusetzen, so daß gleich nach Aushub des Beckens Bauten darauf errichtet werden können, und sie gestattet, die Ufereinfassungen des Hafens im Trockenen, unabhängig von den Tideschwankungen des benachbarten Elbstromes, auszuführen. Billige und rasche Herstellung der Uferwerke ist dadurch sichergestellt.

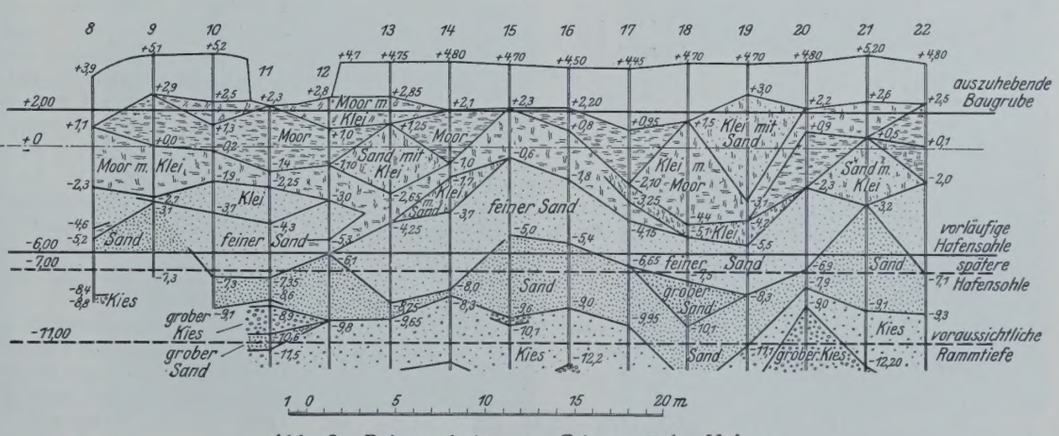


Abb. 6. Bohrergebnisse am Griesenwärder Hafen.

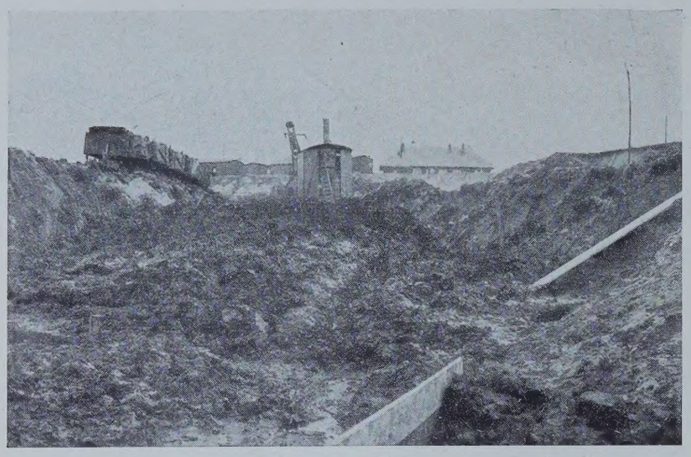


Abb. 7. Aufquellendes Moor in der Baugrube. — Rechts Rutschung.

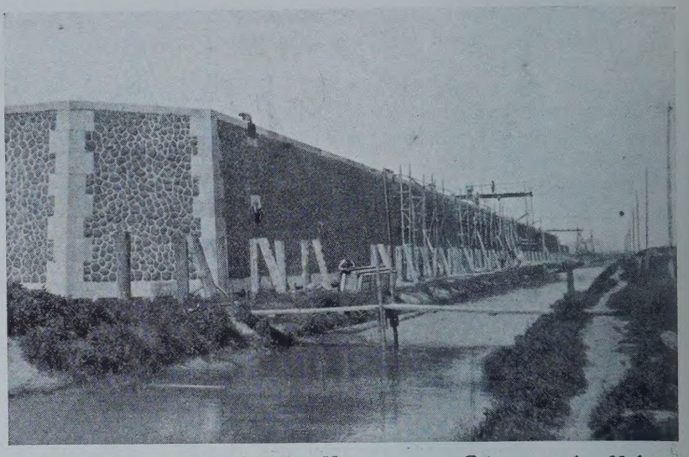


Abb. 9. Ansicht der fertigen Kaimauer am Griesenwärder Hafen.

Die erste Ausschreibung von Bauarbeiten geschah im Herbst 1926 und umfaßte:

1. die Herstellung der Baugruben im Hafenbecken und Anschüttung des gewonnenen Bodens an noch nicht aufgehöhten Landflächen in einer Gesamtmenge von 500 000 m³,
2. die Errichtung einer 1168 m langen Kaimauer für eine Hafentiefe von 10 m bei MWW am Südufer des Hafenbeckens[3]),
3. den Bau von zwei Brückenwiderlagern an der zukünftigen Durchfahrt zum Rugenberger Hafen,
4. die Rammung von rd. 400 lfd. m versteifter Spundwand für eine Wassertiefe von 4 m bei NW als Ufereinfassung für den am Ostende des Hafenbeckens liegenden Schutenhafen.

An der Ausschreibung beteiligten sich nahezu sämtliche Großfirmen Deutschlands. Den Zuschlag erhielt die „Arbeitsgemeinschaft Griesenwärder Hafen", bestehend aus den Firmen Friedr. Holst, Hamburg, Dyckerhoff & Widmann, Hamburg, und Julius Berger, Berlin, bei einer Gesamtübernahmesumme von rd. 4,5 Mill. R.-M. Fünf namhafte Firmen hatten noch billiger angeboten, es bestätigte sich aber im Laufe der Arbeiten die Auffassung der Bauverwaltung, daß die Summe von 4½ Mill. R.-M. an der unteren Grenze der Preisangemessenheit lag.

Der Bauausführung gingen natürlich sorgfältige Bodenuntersuchungen voraus.

In Abb. 6 sind die Bohrergebnisse im Griesenwärder Hafen dargestellt; aus ihnen ist zu ersehen, daß im allgemeinen von + 5,00 bis + 2,00 HN schwerer blauer und brauner Kleiboden ansteht, darunter folgt eine Moorschicht von 3 bis 4 m Mächtigkeit, dann feiner, dann gröberer Sand, der allmählich in Kies und groben Kies übergeht. Das Bild des Untergrundes entspricht seiner geologischen Entstehung als Ablagerung des ständig sein Bett verändernden Elbstromes und gleicht, bis auf die starke Moorschicht, den sonst im Hafengebiet angetroffenen Verhältnissen.

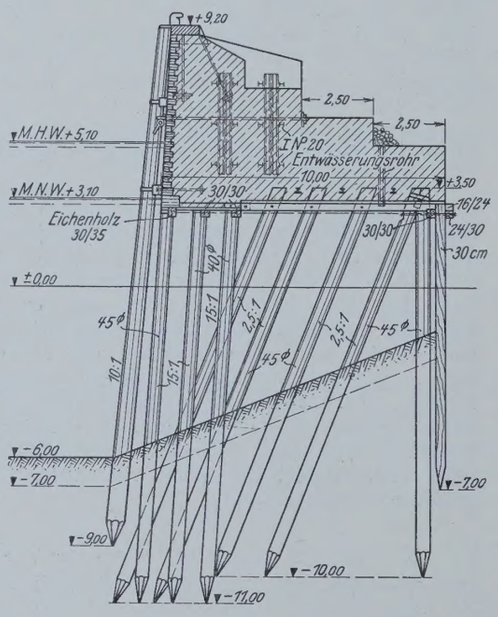


Abb. 8. Querschnitt der Kaimauer am Griesenwärder Hafen.

Die Arbeiten begannen mit dem Trockenaushub der Baugruben und eines Teiles des Hafenbeckens bis zur Tiefe von + 2,00 HN. Hierbei verursachte die Moorschicht bedeutende Schwierigkeiten. Sobald die Baggerung an die bis + 9,20 HN aufgehöhten Randflächen herankam, drückte die Last der Aufhöhung den Moorboden in der Baugrube hoch und die Böschung der Aufhöhung rutschte nach. Die Baugrube der versteiften Spundwand am Schutenhafen, die den aufgehöhten Flächen besonders nahekommt, mußte dreimal ausgehoben werden, ehe es gelang, die immer wieder hochquellenden Moormassen (Abb. 7) zu bewältigen. Streckenweise blieb nichts weiter übrig, als neben der zukünftigen Baugrube die gesamte Aufhöhung in 12 m Breite bis auf + 5,00 HN abzubaggern und dann erst die eigentliche Baugrube auszuheben. Diese, bei Baubeginn nicht vorgesehene Entlastung der Moorschicht verursachte naturgemäß Betriebsumstellungen in größerem Umfange und damit Verzögerungen in der Bauausführung. Auch veranlaßten die dabei auftretenden gewaltigen Kräfte, die z. B. einen in der Baugrube stehenden Löffelbagger im Dienstgewicht von 50 t glatt um 1 m hoben und beinahe umwarfen, die Standsicherheit der Bauwerke unter Berücksichtigung der besonderen Wirkung dieser gefährlichen Moorschicht nochmals nachzuprüfen. Als statische Werte des Bodens wurden von der Bauleitung nach entsprechenden Versuchen für den Moorboden $\gamma = 1{,}1$ und $\varphi = 20°$ angenommen. Eingehende Versuche mit Waltershofer Moorboden durch Prof. O. Franzius in der Erdbauversuchsanstalt der Technischen Hochschule Hannover bestätigten die Annahmen als richtig. Die Nachprüfung unter Zugrundelegung dieser Zahlen ließ es erwünscht erscheinen, überall die Bauwerke dadurch zu entlasten, daß nach ihrer Fertigstellung die treibende Moorschicht hinter ihnen auf eine gewisse Breite vollständig beseitigt und durch Sandschüttungen ersetzt würde.

Abb. 8 zeigt den Querschnitt der Kaimauer am Griesenwärder Hafen, der der in Hamburg für derartige Bauwerke üblichen Form entspricht: Hoher Pfahlrost aus acht Reihen 14 bis 16 m langen Kiefernpfählen von 40 und 45 cm mittlerem Durchmesser, und zwar vorn drei Reihen Geradpfähle, dann drei Reihen Schrägpfähle, 2½:1 geneigt, und hinter diesen ein Pfahlbock, bestehend aus einem Schräg- und einem Geradpfahl. Die Pfahlköpfe sind durch eine Verzimmerung von Längsholmen, Zangen, Querschwellen und Bohlenbelag miteinander verbunden. Alles Holzwerk endigt unter der in Hamburg auf + 3,75 HN liegenden Fäulnisgrenze. Der rückwärtige Abschluß der Mauer besteht aus einer 30 cm starken und 10 m langen nicht gespundeten Pfahlwand, deren Kopf von zwei kräftigen Holmen gehalten wird. Böcke und Schrägpfähle binden in den Beton des Mauerkörpers ein, um eine bessere Verbindung beider Bauteile herzustellen. Der Abstand der Pfahlreihen in Richtung der Mauer beträgt 1,80 m. Der treppenförmig abgestufte Mauerquerschnitt hat eine Sohlenbreite von 10 m und ist in Abständen von 45 m durch verzahnte Dehnungsfugen unterbrochen. An der Wasserseite ist jeder Mauerkörper von 45 m Länge an allen Kanten mit Granit verkleidet, während die eigentliche Verblendung aus wabenförmig gemauertem Säulenbasalt (vgl. Abb. 9) besteht. Das Mauerwerk gibt mit den unregelmäßig schwarzen sechskantigen Basaltsäulen eine lebhafte Vorstellung von der großen Widerstandskraft der Mauer. Basaltverkleidungen, namentlich vom Rhein, aber auch aus Böhmen bezogen, haben sich in Hamburg bestens bewährt; alle neueren Mauern sind damit ausgeführt.

Die Mauer erhält in 22,5 m Abstand schwere Stahlgußpoller (Abb. 10), Streichpfähle in 9 m Abstand, Schiffshalteketten für kleinere Fahrzeuge, große Doppelschäkel zum Anschlagen der Seeschiffstrossen, Steigeleitern und senkrechte Entwässerungsrohre zur Entwässerung der Hinterfüllung. Außerdem sind im Abstande von 100 m große Abfallrohre zur Entwässerung der zukünftigen Straßen- und Kaianlagen eingebaut.

Das Mischungsverhältnis des Stampfbetons war im unteren Teil bis zur Einbindehöhe des Pfahlrostes mit 1:6, oben mit 1:8 vorgeschrieben. Stampfbeton war nach längeren Überlegungen dem Gußbeton vorgezogen, da bei seiner Verwendung an der Vorderseite durch die Basaltverkleidung keine Schalung nötig war, wodurch sich eine wirtschaftliche Bauweise ergab.

[3]) MNW + 2,90 HN, MHW + 5,10, HHW + 8,75, NNW + 0,53. HN (Hamburger Null) liegt 3,538 m tiefer als Normal-Null.

Der Bauvorgang (Abb. 11)[4]) für die schnurgerade Mauer ergab sich sehr einfach aus der Reihenfolge der Arbeiten, indem sämtliche Geräte hintereinander auf einem langen Rammgerüst in Tätigkeit traten. Bei der Rammung der acht Pfahlreihen und der Pfahlwand wurden zunächst vier, später fünf Universalrammen mit Bärgewicht von 2 bis 5 t eingesetzt, für die das Spülwasser von 12 at durch drei Pumpanlagen von je 42,5 PS geliefert wurde. Vor und zwischen den Rammen liefen zwei Kappsägen (Abb. 12, 13), dann folgt der Portalkran zum Versetzen der Werkstücke und aller schweren Teile, zum Schluß kamen zwei große fahrbare Mischanlagen mit Transportbandauslegern und ein fahrbarer Kompressor für die Stampfarbeit. Eine besondere Konstruktion mußte für das seitliche Ausfahren der Mischanlagen vorgesehen werden, weil der Portalkran häufig zurück mußte, um Poller oder Granitabdeckplatten zu versetzen. Als letztes Gerät folgte der Pfahlzieher für den Abbruch des nicht mehr gebrauchten Rammgerüstes, der auf der Kaimauer lief und mit besonderer Spüleinrichtung versehen war. Mit Ausnahme der Rammen wurden sämtliche Maschinen elektrisch betrieben. Wegen der Kürze der Bauzeit hatten die beteiligten Firmen diesen ungewöhnlich umfangreichen Maschinenpark eingesetzt, der alle Arbeiten möglichst wirtschaftlich, aber doch in durch die Maschinenarbeit bedingter guter Qualität ausführte. Bemerkenswert ist u. a. das Aushöhlen der Bockgeradpfähle (Abb. 14) durch eine schräg gestellte Zylindersäge, die die Tagesleistung eines hochbezahlten Zimmerers in wenigen Minuten ausführt. Das ganz neuartige Gerät ist der Firma Dyckerhoff & Widmann patentiert worden.

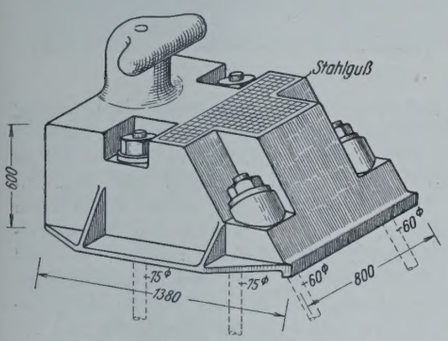


Abb. 10. Stahlguß-Poller.

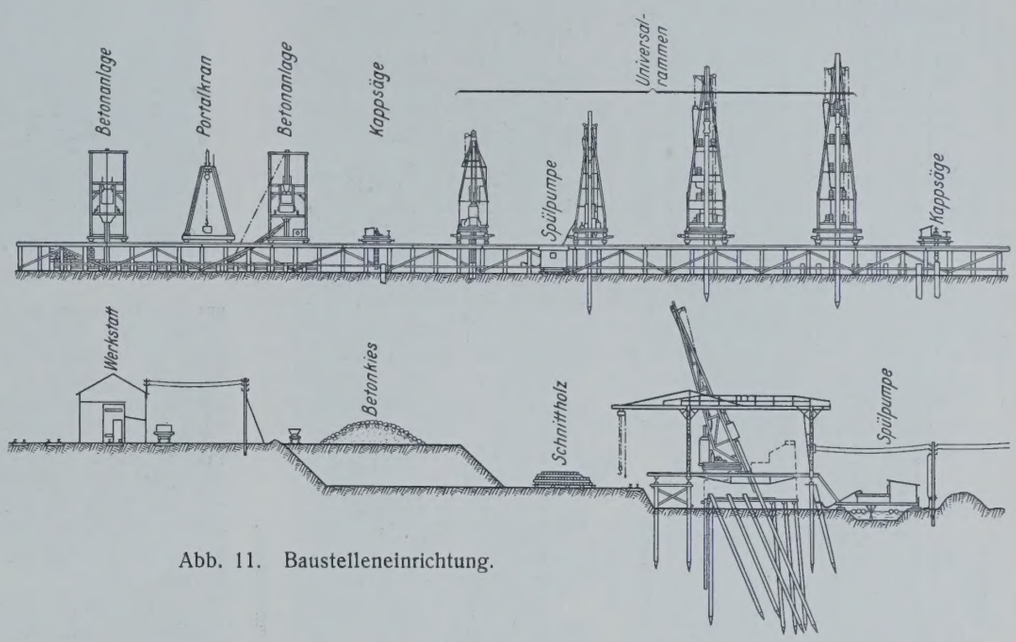


Abb. 11. Baustelleneinrichtung.

Die gewaltigen Mengen der zu verarbeitenden Materialien — es handelt sich im ganzen um über 7000 Rammpfähle, 50 000 m³ Kiessand, 8000 t Zement, 10 000 fm Schnittholz und sonstige große Massen von Basalt, Granit und Eisenteilen — machten eine sehr sorgfältige Disponierung der An- und Zufuhr erforderlich. Sämtliche Baustoffe kamen auf dem Wasserwege im Rugenberger Hafen an. Dort standen zwei Löschbrücken mit Kranen zur Verfügung, deren eine nur für das Löschen des Kiessandes bestimmt und demgemäß mit einem vierzelligen Silo ausgerüstet war. Die Rammpfähle, deren Beschaffung in den erforderlichen großen Mengen den Baufirmen, die sie mitzuliefern hatten, erhebliche Schwierigkeiten bereitete, wurden hier von der Bauleitung abgenommen, dann an der Brücke hochgenommen und auf dem Landwege mittels Feldbahn zum Spitzplatz am Schutenhafen gebracht. Der Weitertransport der gespitzten und mit einem Rammkopf versehenen Pfähle an die Rammen geschieht schwimmend auf dem sogenannten Floßgraben, der in 5 m Entfernung vor der ganzen Mauer entlang lief (vgl. Abb. 9 u. 15) und in bequemster Weise das Aufnehmen durch die Rammen ermöglichte. Nebenbei diente dieser Floßgraben, der das ganze Bauen sehr erleichtert hat und der bereits in der Ausschreibung vorgesehen war, der Entwässerung der Baugrube, und es wurde aus ihm auch das Spülwasser für die Rammen entnommen.

Kant- und Schnitthölzer wurden sofort auf den hinter der Mauer reichlich zur Verfügung stehenden Lagerraum (vgl. Abb. 15) möglichst handgerecht verteilt, ebenso ein Teil des Granits und der Poller.

Schwieriger war die Anlieferung des Betonkieses. Mit verschwindenden Ausnahmen kommt aller im Hafen verwendete Kiessand aus den Gruben

[4]) Vgl. Hetzell-Wundram, Die Grundbautechnik und ihre maschinellen Hilfsmittel, S. 74.

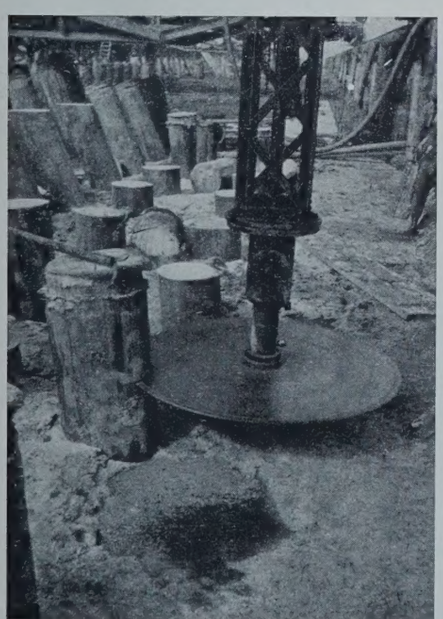


Abb. 12. Kappsäge beim waagerechten Schnitt.

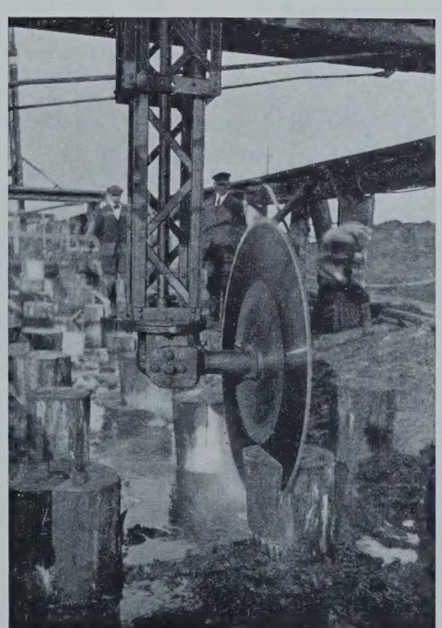


Abb. 13. Kappsäge beim lotrechten Schnitt.

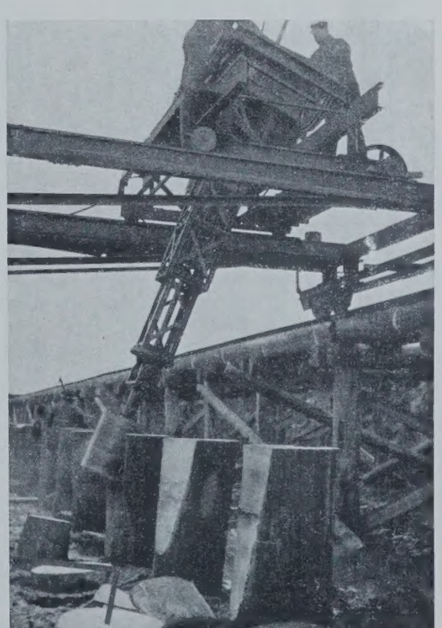


Abb. 14. Aushöhlen der Bockgeradpfähle.

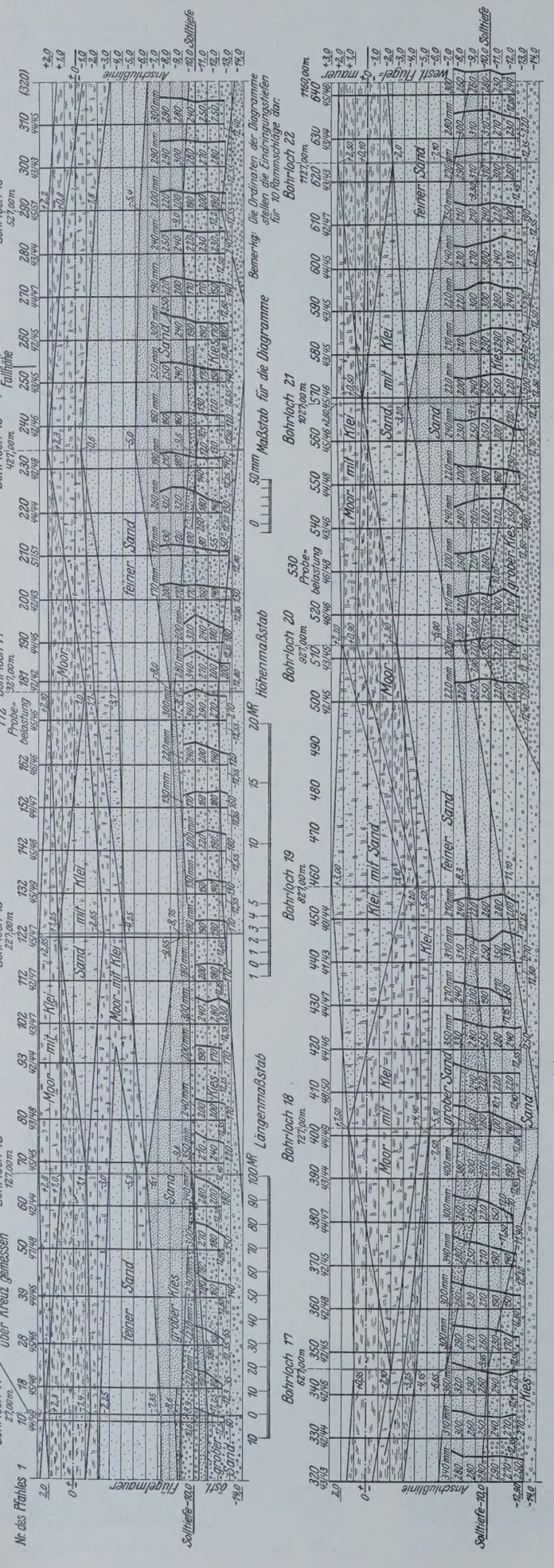


Abb. 16. Ergebnis der Proberammungen.

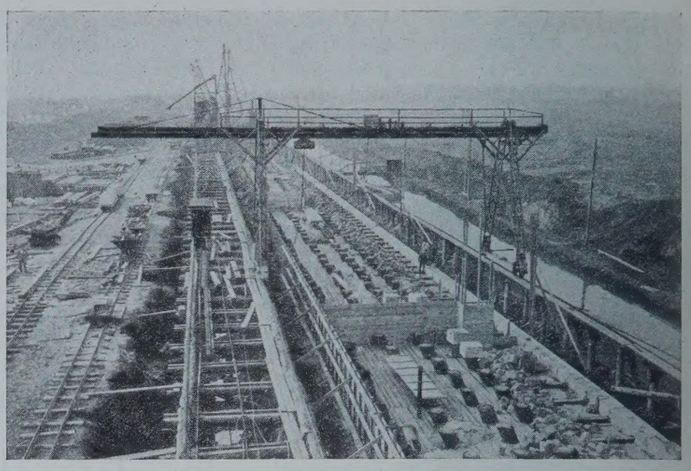


Abb. 15. Übersicht der Baustelle.

am Elb-Travekanal bei Güster, und zwar auf dem Wasserwege; die Lieferung ist also stark abhängig von den Wasserständen der Oberelbe. Im Sommer kann die zulässige Tauchtiefe so gering werden, daß die Kähne nur zu $^1/_4$ ihrer Tragfähigkeit ausgenutzt werden können, wobei dann natürlich die Frachten stark anziehen. Unter Berücksichtigung dieser Verhältnisse hatten sich die Firmen entschlossen, $^1/_4$ der Gesamtmenge in den wasserreichen Winter- und Frühlingsmonaten auf Lager zu nehmen, während der Rest sofort vom Kahn zur Verarbeitung nach den Mischmaschinen gebracht werden sollte. Die Anlieferung der aus der Magdeburger Elbstrecke kommenden Kiesel für die Verbesserung des Kiessandes und des ebenfalls zu Schiff von Böhmen kommenden Säulenbasalts machte keine Schwierigkeiten.

Der Zement wurde in Säcken zwischengelagert und den zur Mischanlage fahrenden Kieszügen lose in besonderen Silo-Wagen mitgegeben.

Bereits bei der ersten Rammung, die an der versteiften Spundwand vorgenommen wurde, zeigte es sich, daß die Pfähle bei der vorgesehenen Tiefe von —7,00 HN nicht fest wurden, obwohl sie über 3 m im Sand standen, also nach allen bisherigen Erfahrungen in älteren Hafenteilen hätten fest werden müssen. Zu erklären ist dieses ungewöhnliche Verhalten nur aus dem besonders feinen Korn des hier anstehenden Sandes einerseits und anderseits aus dem hydraulischen Überdruck, unter dem die Sandschichten unter der überlagernden wasserdichten Kleischicht stehen. Im Augenblick der Durchrammung der Deckschicht wird das hydraulische Gleichgewicht gestört (es traten sogar neben den Pfählen Springquellen auf), der Sand kommt in fließende Bewegung und bietet dem eindringenden Pfahl nicht mehr genügend Widerstand. Es blieb nichts anderes übrig, als für die versteifte Spundwand und die Brückenwiderlager, für die eine Rammtiefe von —8,00 HN vorgesehen war, etwa 1500 Pfähle neu zu beschaffen, und zwar für eine Rammtiefe von —10,00 bis —11,00 m HN. Für die Kaimauer waren von vornherein Rammtiefen von —10,00 und —11,00 m HN mit Rücksicht auf die spätere Ausbaggerung (—7,00 m HN) vorgesehen, aber es zeigte sich auch hier schon im Anfang der Rammung, daß an einzelnen Stellen die Pfähle mehr zogen, als bisher als zulässig angesehen wurde. Bei der großen Zahl der Pfähle, deren Beschaffung an sich schon Schwierigkeiten genug

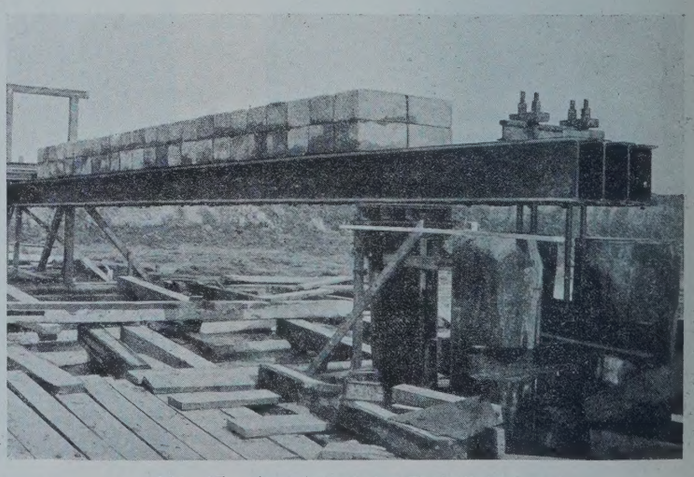


Abb. 17. Anordnung der Probebelastung.

Abb. 18. Fahrbare Betonierungsanlagen.

gemacht hatte, war es aber ganz unmöglich, bei einer nicht vorherzusehenden weiteren Bodenverschlechterung etwa noch längere und noch schwerer zu beschaffende Pfähle vorzuschreiben. Es kommt hinzu, daß die Schlagzeit der Pfähle in den Winter fällt, und daß die Holzhändler keine größeren Lagervorräte in Rammpfählen halten; bei einer Neubeschaffung wäre also der ganze Bau auf unabsehbare Zeit zum Stillstand gekommen, und gewaltige Mehrkosten wären entstanden. Von diesen Erwägungen ausgehend, entschloß sich die Bauleitung, die Berammbarkeit des Bodens auf der ganzen Kaimauerlänge sofort durch Proberammungen zu prüfen und an einigen dieser Probepfähle Probebelastungen vorzunehmen. Das Ergebnis der Proberammung ist in Abb. 16 dargestellt und zeigt, daß mit den vorgesehenen Rammtiefen auf der ganzen Länge der Mauer auszukommen ist, wenn Eindringungstiefen von 26 cm für die letzten 10 Schläge bei 2,2 t Bärgewicht und 2,5 m Fallhöhe zugelassen werden dürfen. Diese Frage sollte durch die Probebelastung entschieden werden. Für die Proberammung waren durchweg 16 m lange Pfähle, die bis etwa —12,00 m HN heruntergerammt werden können, vorgesehen, um von vornherein ein richtiges Bild der Tragfähigkeit bis zu allen in Frage kommenden Tiefen zu bekommen. Als Probepfähle wurden jeder 10. Bockgeradpfahl, d. h. also alle 18 m ein Pfahl, geschlagen.

Nach dieser Proberammung von über 40 Pfählen war es gewiß, daß größere Überraschungen durch den Untergrund nicht mehr eintreten konnten, weitere Sicherheit brachte die Probebelastung mehrerer Pfähle. Nach der statischen Berechnung der Mauer konnten Höchstdrücke von 56 t auf einen Pfahl von 45 cm Durchm. auftreten. Mit Rücksicht auf den erforderlichen großen Aufwand hielt es die Bauleitung nicht für erforderlich, die Probebelastung bis zum Bruch des Pfahles durchzuführen, sondern die Versuchseinrichtung sollte von vornherein so bemessen werden, daß unter Verwendung vorhandenen Materials eine Tragfähigkeit von etwa 1 ½ der rechnerischen Beanspruchung nachgewiesen würde. Mit der in Abb. 17 dargestellten Hebelanordnung war es möglich, Drücke bis zu 70 t auf den zu prüfenden Pfahl auszuüben. Probebelastungen von Rammpfählen nach dem Hebelprinzip sind bereits von der Firma Butzer in Holland[5]) ausgeführt; die Hebelbelastung geschah dort durch einen vollbeladenen verschiebbaren Wagen. Im Griesenwärder Hafen war die Hebellänge von 12 m durch die vorhandenen I 40 und durch den inzwischen beendeten Vorbau des Rammgerüstes, das die freie Länge begrenzt, gegeben. Vier I 40 waren durch sehr kräftige Aussteifungen und Verbolzungen zu einem einheitlichen Hebel zusammengefaßt, der mit Hilfe eines besonderen Kippauflagers (um zentrische Lasten zu bekommen) auf den Probepfahl drückte, während das Zugauflager in 1,50 m Entfernung aus einer Traverse bestand, die mit vier kräftigen Ankern an den ⊏-Eisen-Zangen der vier

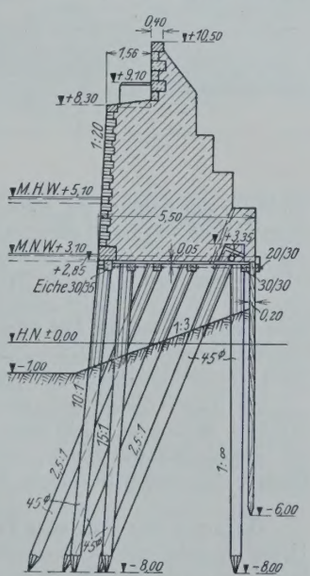


Abb. 19. Querschnitt durch das Brückenwiderlager.

Zugpfähle befestigt war. Die Zugpfähle von je 12 m Länge waren bei der Rammung des Probepfahles gleich mit geschlagen; ihre Umfangsreibung war bei den vorkommenden Zuglasten so gering, daß die Zugpfahlgruppe auf alle Fälle halten mußte. Der feste Punkt der Meßvorrichtung wurde unabhängig von der ganzen Versuchseinrichtung am Rammgerüst mit Hilfe eines weitausladenden starken Kantholzes angebracht, die Meßskala war einfach an die Pfähle angenagelt. Außerdem wurden alle Bewegungen an vorher genau eingemessenen kräftigen Nägeln mit einem sicher aufgestellten Nivellierinstrument nachgemessen. Die Belastung geschah stufenweise, zunächst mit Betonböschungssteinen; das äußerste Hebelende erhielt dann Einzellasten aus querliegenden Eisenbahnschienen. Wegen der großen Gefahr, die bei plötzlichem Bruch für die Bedienungsmannschaften eintreten konnte, war unter der freien Länge des Hebels aus Schwellen eine Sicherheitspallung aufgebaut (die Pallung ist in Abb. 17 für die Aufnahme entfernt), die den Durchbiegungen des Hebels so angepaßt wurde, daß bei einem Bruch höchstens eine Fallhöhe von etwa 10 cm möglich war. Gegen seitliche Schwankungen des freien Hebelendes schützte eine mit dem Rammgerüst verbundene Führung. Alle Verbindungen sind geschraubt, damit der Hebel leicht zerlegt und an anderen Baustellen wieder verwendet werden kann.

Mit der beschriebenen Einrichtung wurden mehrere Vor- und Hauptversuche an zwei verschiedenen Druckpfählen gemacht, die übereinstimmend zeigten, daß bei einer auch wochenlang stehenden Belastung von 70 t keine über wenige Millimeter betragende bleibende Einsenkung festzustellen war. Dabei hatte der eine Probepfahl auf die letzten zehn Schläge noch 270 mm bei 4 t Bärgewicht und 1,0 m Fallhöhe, der andere 260 mm bei 2,2 t Bärgewicht und 2,5 m Fallhöhe gezogen, die

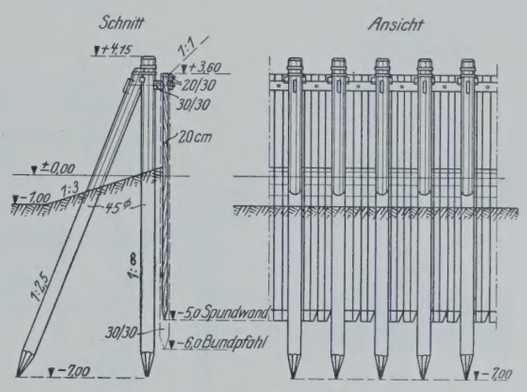


Abb. 20. Versteifte Spundwand.

Pfähle waren also nach den bisherigen Anschauungen nicht fest geworden. Die Versuchsergebnisse bestätigen wiederum, daß für die Beurteilung der Tragfähigkeit eines Rammpfahles die sogenannten Rammformeln mit ihren mehr oder weniger schwankenden Ergebnissen nicht brauchbar sind (wie es einsichtige Praktiker immer festgestellt haben), und daß auch die Beobachtung des Pfahles beim Rammen wohl einen gewissen Anhalt gibt, aber niemals einen sicheren Schluß auf die Tragfähigkeit zuläßt, weil die Eigenschaften des Pfahles, der Ramme und vor allem des Untergrundes in ihrer Gesamtheit in jedem Falle ein anderes Ergebnis hervorrufen. Sicheren Aufschluß über die Tragfähigkeit gibt allein die Probebelastung. Selbstverständlich bleibt es aber, daß die Eindringungstiefen aller Rammpfähle genau beobachtet werden. Diese Beobachtung soll sich nicht auf die letzte Hitze beschränken, sondern wenigstens an einem Teil der Pfähle auf die letzten 2 bis 3 m Rammtiefe ausgedehnt werden, um allen Unregelmäßigkeiten des Untergrundes sofort auf die Spur zu kommen.

Durch Abschaltung von drei Zugpfählen war es in einfachster Weise möglich, den Versuch umzukehren und auch einen einzigen Pfahl auf Zug zu belasten. Die Zuglast wurde auf 55 t bis zum Bruch, der durch Abplatzen der Scherflächen über den ⊏-Zangen eintrat, gesteigert. Bewegungen des Pfahles (außer den elastischen) traten nicht ein, es wurde bei beiden ausgeführten Versuchen eine Umfangsreibung von 0,50 kg/cm² ohne das geringste Nachgeben aufgenommen.

Die acht Pfahlreihen und die Pfahlwand wurden ohne besondere Schwierigkeiten in der Reihenfolge gerammt: Bockpfähle, Schrägpfähle, Geradpfähle, Pfahlwand. Gegeben war diese Reihenfolge durch die Bedingung, daß die vordersten Geradpfähle und die Pfahlwand unbedingt an der richtigen Stelle stehen mußten, daß sie also zuletzt gerammt werden mußten, um alle Verdrückungen durch benachbarte Rammungen zu vermeiden. Nach Rammung der Böcke und der ersten Schrägpfahlreihen war der Untergrund so verdichtet, daß die weiteren Pfähle nur noch mit Spülung herunterzubringen waren. Trotz der umfangreichen vorn beschriebenen Spülanlage wurden aber noch über 60 Pfähle abgeschlagen und mußten wieder herausgezogen werden. Eine ganze Reihe auf Bruch

[5]) Vgl. Bauingenieur 1924, S. 401, und 1927, S. 835.

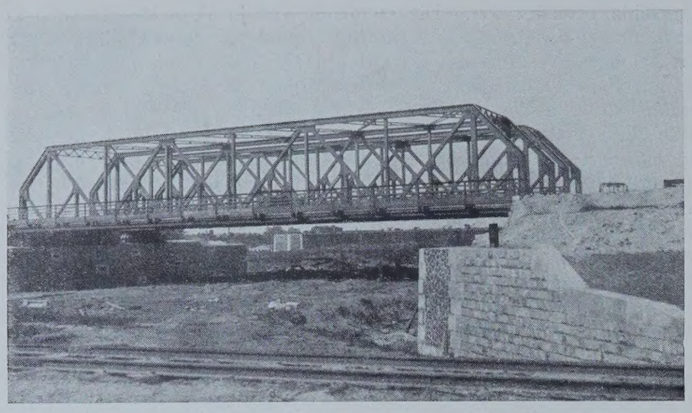


Abb. 21. Brücken über die Griesenwärder Durchfahrt.

verdächtiger Pfähle wurde gezogen, aber in Ordnung befunden; gerade die Beobachtung dieser Pfähle gab der Bauleitung die Sicherheit, daß alle Pfähle heil herunter gekommen waren, und zeugte anderseits von der großen Widerstandsfähigkeit des Untergrundes.

Entscheidend für die Spülwirkung an den Pfählen ist in erster Linie der Wasserdruck, nicht die Wassermenge, das hat sich bei umfangreichen Rammarbeiten im Hamburger Hafen immer wieder gezeigt.

durch eine besondere Kolonne bayerischer Maurer ausgeführt; vor dem Kriege waren bei dieser Arbeit hauptsächlich Italiener beschäftigt. Der Betonkörper der Mauer wurde immer in mehreren Abschnitten gleichzeitig hergestellt; zunächst wurde in einem Abschnitt von 45 m die Granitschwelle (vgl. Abb. 15) verlegt und darauf eine 1 m hohe Schicht Basalt gemauert, dann, nach genügendem Erhärten des Verblendungsmauerwerks, wurde die jetzt etwa 1,5 m hohe Vorderwand mit Stampfbeton hinterfüllt. Inzwischen stellten die Maurer im nächsten Mauerabschnitt die Verblendung her, damit die Betonmaschine des ersten Teils sofort weiterarbeiten konnte. Ein dauerndes planmäßiges Hin und Her und dabei ein langsames Vorrücken entwickelte sich so; es waren meistens sechs Mauerabschnitte gleichzeitig im Bau. Obwohl die Mischanlagen mit ihrem drehbaren Transportband-Ausleger eine erhebliche Fläche aus dem Stand bestreichen konnten, war ein täglich mehrmaliges Verholen der schweren Anlagen notwendig, für das sich eine besondere Verholwinde auf das beste bewährte. Die beiden Mischanlagen[6]) (Abb. 18) wurden mit Kiessand auf dem unmittelbar dahinter liegenden Gleis beliefert, ein Wageninhalt Kiessand entsprach immer einer Mischung von rd. $^3/_4$ m³. Wie oben schon gesagt, wurde der Zement lose in Silowagen angefahren, die jedem Kieszug angehängt wurden. An der Mischanlage zog ein besonderer Aufzug den ganzen Wagenkasten mit Zement über einen hochliegenden Behälter (Abb. 18, links), aus dem mittels Meßgefäßes der Zement gleichzeitig mit dem Kies eingebracht wurde. Im Mittel wurde für Mischung 1:6 $E_{b28} = 140$ kg/cm² und für Mischung 1:8 $E_{b28} = 110$ kg/cm² erreicht. Ein genauer Wasser-Zement-Faktor ließ sich nicht feststellen, weil der natürliche Wassergehalt des Kiessandes mit jeder Kahnladung und noch

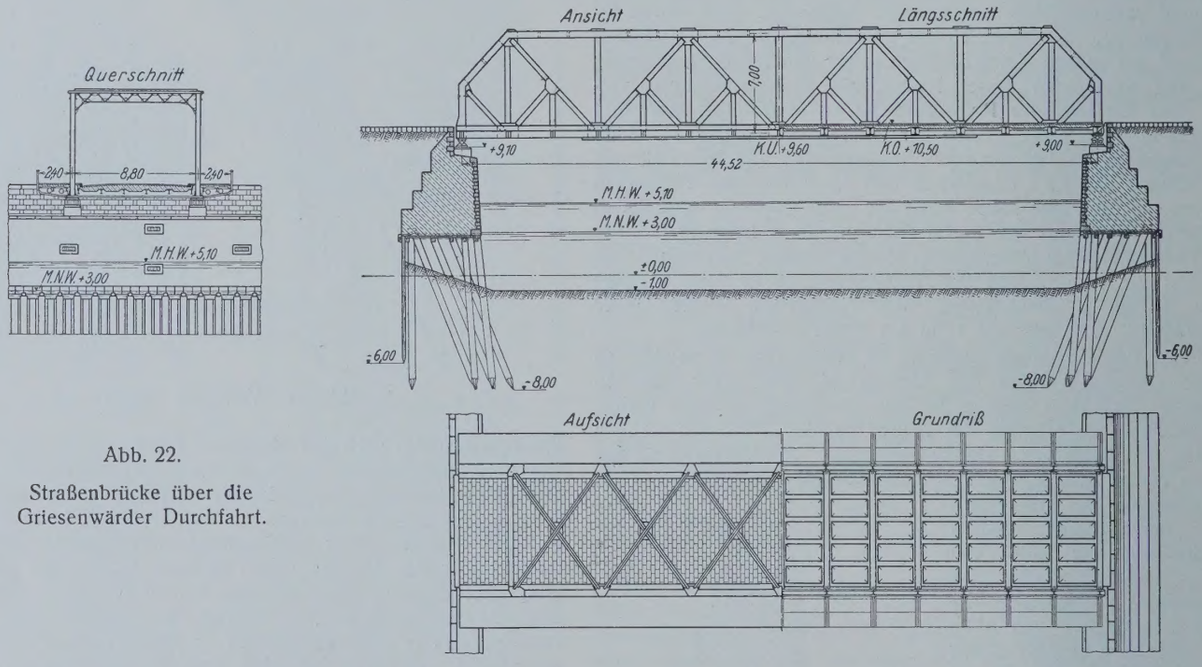


Abb. 22.

Straßenbrücke über die Griesenwärder Durchfahrt.

Die durch das Rammen dicht beieinander stehender Pfähle im Untergrund eintretende Bodenverdichtung ist aber keine Dauererscheinung, sie verschwindet spätestens mit der Baggerung vor der Mauer. Man soll sich hüten, aus ihr eine größere Tragfähigkeit der Pfähle abzuleiten, maßgebend ist allein der frei im jungfräulichen Boden stehende Pfahl. Versuche in dieser Richtung konnten leider wegen der rasch folgenden weiteren Bauarbeiten nicht gemacht werden.

Es ist natürlich bei so umfangreichen Rammungen nicht möglich, jeden einzelnen Pfahl mit mathematischer Genauigkeit an seinen richtigen Platz zu setzen; die Verzimmerung erfordert aber doch eine gewisse Genauigkeit der Stellung, die durch nachträgliches Richten mittels Spülgeschirrs namentlich der vorderen holmtragenden Geradpfähle erzielt wurde. Von einem gewaltsamen Hinzwängen wurde grundsätzlich abgesehen, aber bereits bei der Rammung der Geradpfähle wurden diese etwas nach hinten angesetzt, um bei der nachträglichen Einrichtung durch die Vorspannung einen für die Mauer günstigen Schub nach hinten zu bekommen.

Die Verzimmerungsarbeiten folgen der Rammung dichtauf; außer den schon erwähnten Kappsägen wurden in weitestem Umfange elektrische Bohrgeräte für die zahlreichen Anker- und Bolzenbohrungen verwendet. Ein hierbei vorgekommener tödlicher Unfall mahnt, der Isolierung der Leitungen und Handgriffe und der richtigen Anwendung durch die Zimmerleute die größte Sorgfalt zu widmen.

Als Vorbereitung für die Betonierungsarbeiten folgte dann die Vermauerung des Granits und der Säulenbasaltverblendung. Letztere wurde innerhalb der Kahnladung stark schwankt. Der Wasserzusatz wurde dementsprechend von Hand geregelt und gab zu Beanstandungen keinen Anlaß; angestrebt wurde ein Wasserzusatz von 7 bis 8 Gewichtsprozenten. Bei sehr heißem und windigem Wetter wurde der Beton etwas feuchter angemacht, um vorzeitige Austrocknung der obersten Schicht zu vermeiden, immer aber mußte die Mischung gut stampfbar bleiben. Die verwendeten Preßluftstampfer arbeiteten vorzüglich; für jede Mischanlage genügten zwei Stück zur ordnungsgemäßen Abstampfung der verarbeiteten Betonmasse.

Mit Hilfe dieser gut durchdachten maschinellen Einrichtung und Arbeiten in Doppelschicht war es möglich, die wegen der Schwierigkeit der Rammpfahlbeschaffung und des Untergrundes fast ganz verlorene Bauzeit des ersten Baujahres im zweiten Jahre 1928 wieder einzuholen.

Die außer der Kaimauer von der Arbeitsgemeinschaft Griesenwärder Hafen auszuführenden Bauwerke: Zwei Brückenwiderlager (Abb. 19) für Eisenbahn- und Straßenbrücke und die versteifte Spundwand (Abb. 20) wurden in grundsätzlich gleicher Weise ohne andere Schwierigkeiten als die schon genannten, betreffend die Pfahllängen, ausgeführt. Der sofort bei Beginn der Rammung gefaßte schwere Entschluß, rd. 1500 längere Pfähle neu zu beschaffen, wurde dadurch erleichtert, daß auf die für die Kaimauer schon angelieferten längeren Pfähle zurückgegriffen werden konnte,

[6]) Vgl. Hetzell-Wundram, Die Grundbautechnik und ihre maschinellen Hilfsmittel, S. 348.

und daß sich die kurzen Pfähle sehr bald bei anderen Bauwerken im Hamburger Hafen unterbringen ließen.

Übrige Bauwerke im Griesenwärder Hafen.

Die künftige Einfahrt für Seeschiffe vom Parkhafen in den Griesenwärder Hafen durchschneidet die bisherige stark belastete Straßen- und Eisenbahnverbindung zwischen der Köhlbrand-Fähre und dem Petroleumhafen (vgl. Abb. 2). Da eine Überbrückung nicht in Frage kommt, mußte Vorsorge getroffen werden, die Verkehrswege um das neue Hafenbecken herumzuführen. Es war also zunächst der Bau einer über 3 km langen, 7 m breiten gepflasterten Straße mit beiderseitigen Fußwegen, Regensiel, zwei Wasserleitungen, Fernsprech-, Feuerwehr-, Kraft- und Lichtstromkabel erforderlich. Bei der im allgemeinen schlechten und ungleichmäßigen Beschaffenheit der durch Aufspülung aufgehöhten Flächen und bei dem starken, unbedingte Sicherheit erfordernden Verkehr war es von vornherein notwendig, die Straße mit einem kräftigen Unterbau aus festgewalzten und mit Sand dichtgeschlämmten Steinbrocken zu versehen. Am Westende, im sogenannten Parkloch, war der Untergrund aber derartig schlecht, daß man ihn nur mit Gefahr des Versinkens betreten konnte. An dieser Stelle hatten sich bei der Aufspülung alle leichteren und schwimmenden Teile des Spülgutes angesammelt und im Laufe der Jahre in einen weichen, zähen Schlamm von 3 bis 4 m Mächtigkeit verwandelt. Hier konnte nur das Einpressen eines Sandkernes bis auf die unten liegende feste Kleischicht helfen. Demgemäß wurde ein 5 m hoher Sanddamm mit den größten Schwierigkeiten wegen der dauernden Rutschungen geschüttet. Als der Damm fertig war, betrugen die Auftreibungen des schlechten Bodens an beiden Seiten bis zu 3 m Höhe. Mit Rücksicht auf die künftige Ausnutzung des Geländes, die eine Höhenlage von durchweg + 9,20 m HN erfordert, mußten zunächst die Auftreibungen beseitigt und abgefahren werden, danach wurde der Sanddamm abgetragen und seitlich einplaniert. Die Straße liegt hier nun schon über ein Jahr ohne jede ungewöhnliche Setzung, obwohl sie durch schwere Fuhrwerke stark belastet wurde. — Auch der Sielbau bereitete hier besondere Schwierigkeiten wegen des mit dem Gelände gleichliegenden Grundwasserstandes und in Verbindung damit wegen des eingepreßten feinen Baggersandes, in dem die Baugrube nur durch Abrammung mit eisernen Tafeln gehalten werden konnte. Dieser hohe Grundwasserstand ist eine sehr unangenehme Eigenschaft aller aufgespülten Flächen; die Aufspülung geschieht bekanntlich erst nach Umschließung des aufzuhöhenden Geländes mit einem wasserdichten Kleiboden-Damm. Da hier nun auch das Urgelände aus wasserdichtem Klei besteht, so gleicht die aufgehöhte Fläche im Querschnitt einer gefüllten Wanne ohne Abfluß. Alle Versuche, eine wirksame Entwässerung durch seitlichen Durchstich der Spüldämme oder durch Bohren eines Entwässerungsrohres nach unten herbeizuführen, schlugen wegen des feinen Sandmaterials, das die Wassermengen außerordentlich stark festhält und die Filteranlagen verstopft, fehl. Es gelang lediglich, durch ausgedehnte regelrechte Drainagen, die an das Regensiel der Straße angeschlossen wurden, eine Trockenlegung der obersten Sandschicht bis zu etwa 1,20 m Tiefe herbeizuführen. — Die neue Eisenbahnverbindung nach dem Petroleumhafen folgt dem Zuge der Straße, teilweise auf dem Rangierbahnhof verlaufend; die Pachtplätze am Petroleumhafen werden durch Stichgleise angeschlossen. Die Ölimportfirmen haben nun die Möglichkeit, ihre Pachtplätze bis an die neue Straße auszudehnen.

Die beiden Brücken über die Griesenwärder Durchfahrt (Abb. 21) sind in den Abb. 22 u. 23 in Ansicht und Querschnitt dargestellt. Als Material wurde St 37 verwendet, und zwar:

Straßenbrücke:	Hauptträger . . .	105 091 kg
	Fahrbahn	87 231 „
	Gehwege	27 903 „
	Verbände	7 676 „
	Geländer	4 777 „
	zusammen:	232 678 kg

Stahlguß für die Auflager: 3 116 kg.

Eisenbahnbrücke:	Hauptträger . . .	102 536 kg
	Fahrbahn	34 565 „
	Verbände	15 142 „
	Gitter	1 573 „
	zusammen:	153 816 kg

Stahlguß für die Auflager: 3 886 kg.

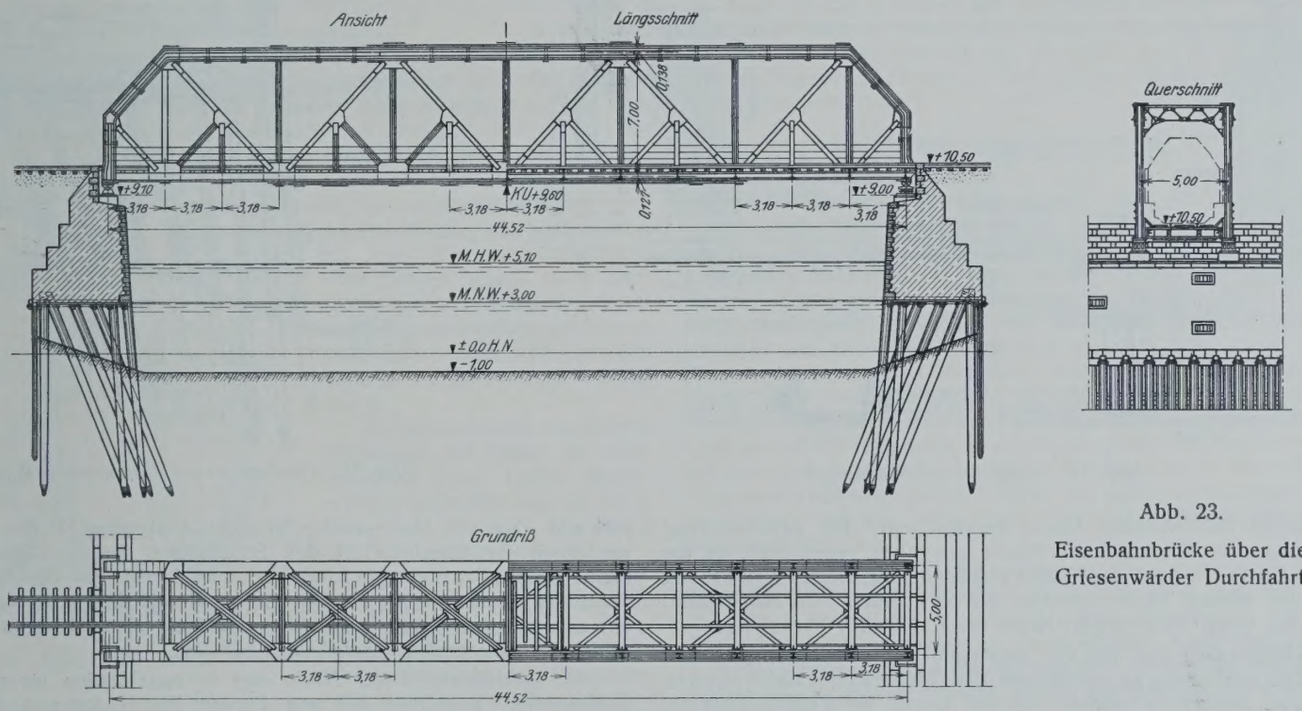


Abb. 23.
Eisenbahnbrücke über die Griesenwärder Durchfahrt.

Als Belastung wurde für die Eisenbahnbrücke der Lastenzug N und für die Straßenbrücke die DIN 1072, Brückenklasse I, angenommen.

Auf den Brückenwiderlagern ist weiter Platz für eine zweite Eisenbahnbrücke und eine Brücke für die geplante Hafen-Hochbahn vorgesehen.

Die vor dem Kriege in Betrieb genommenen Häfen sind als Zollausschlußgebiet mit einem eisernen Zollgitter und — so weit die Zollgrenze noch nicht endgültig war — mit einer hölzernen Zollplanke umschlossen. Das große Gebiet des Griesenwärder Hafens war bisher Zollinland, mußte aber noch vor der Inbetriebnahme der neuen Straße und Bahnlinie in das Zollausschlußgebiet einbezogen werden. Die neue Zollgrenze, die, beim Rugenberger Hafen an die frühere Zollgrenze anschließend, der Uferlinie des Köhlfleths folgt, wurde als endgültige Grenze in Eisenkonstruktion auf Betonfundament (Abb. 24) ausgeführt. Die Übernahme der neuen Zollgrenze durch die Zollbehörde fand Anfang 1929 statt. Nebenbei gesagt, verursachten die komplizierten Zollverhältnisse der Baustelle, die, zur Zeit der Bauausführung noch im Zollinlande liegend, ihre sämtlichen Zufuhren durch den zollausländischen Rugenberger Hafen erhielt, mancherlei Schwierigkeiten und Kosten für Bewachung und Abfertigung. — Zurzeit wird das Becken des Griesenwärder Hafens ausgebaggert, der Hafen kann 1930 in Betrieb genommen werden.

Kaimauer am Burchardkai.

Parallel mit dem Ausbau des Griesenwärder Hafens ging der Bau einer Kaimauer am Burchardkai, dem Nordufer des seit 1912 in Betrieb

befindlichen Waltershofer Hafens. Die Mauer ist 600 m lang und für eine bis unmittelbar an die Mauer heranzuführende Wassertiefe von 13 m bei MHW konstruiert. Sie ist damit die schwerste aller Kaimauern, die je in Hamburg gebaut wurden. Der in Abb. 25 dargestellte Querschnitt zeigt, daß ihre Konstruktion grundsätzlich mit der ausführlich beschriebenen

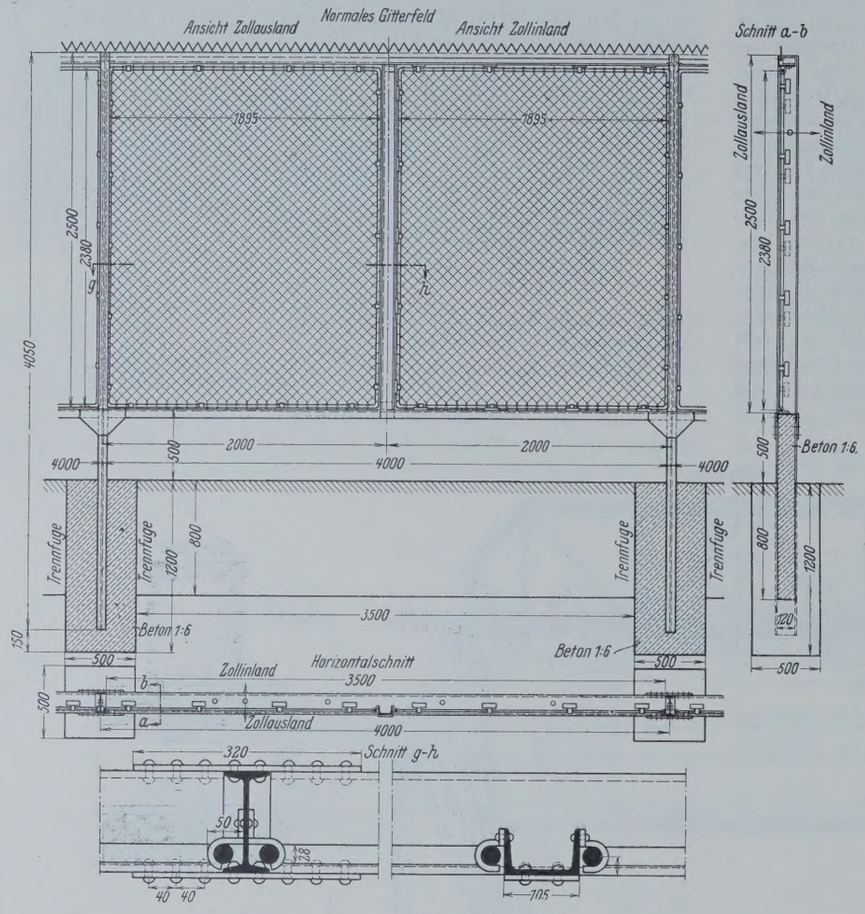


Abb. 24. Zollgitter auf Waltershof.

Die Durchführung dieses Programms stieß zunächst auf Schwierigkeiten, da der Moorboden die Auflast des Schutzdammes nicht tragen konnte. Bei einer gewissen Höhe des Dammes versank dieser restlos im Untergrund, und der Moorboden quoll in der benachbarten Baugrube meterhoch empor (Abb. 26 u. 27). Im östlichen Teil konnte man sich nur dadurch helfen, daß die ganze Moorschicht auf die volle Breite der Baugrube mittels Schwimmbagger beseitigt wurde und durch Verklappen von Sand eine neue Unterlage für Baugrube und Schutzdamm geschaffen wurde. Auf dieser Unterlage wurde dann der Schutzdamm mit Hilfe eines Schutenentleerers in Sand aufgeschüttet (Abb. 28) und an der Wasserseite mit Kleiboden abgedeckt.

Im westlichen Teil der Baugrube, wo die Untergrundverhältnisse etwas günstiger sind, konnte ein Bauverfahren entwickelt werden, das sich auf die Beobachtung stützte, daß die Rutschungen immer erst einige Zeit nach vollendetem Aushub eintraten. Die Sohle der Baugrube wurde daher hier immer in ganz kurzen Abschnitten ausgehoben, und zwar um 1 m tiefer, als für das Bauen selbst erforderlich war; dann wurde mittels Schuten-

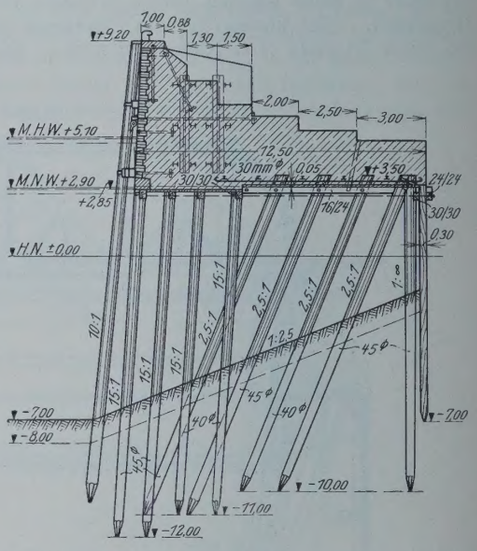


Abb. 25. Querschnitt der Kaimauer am Burchardkai.

Kaimauer am Griesenwärder Hafen übereinstimmt. Die Bauausführung aber war von der Griesenwärder Mauer wesentlich verschieden, da die Mauer auf dem Ufer des den Tidebewegungen ausgesetzten Waltershofer Hafens am offenen Wasser errichtet werden mußte. Der Untergrund ähnelte den beim Griesenwärder Hafen besprochenen Verhältnissen.

Die Bauplanung sah nun von vornherein vor, den Bauvorgang vom Tidewechsel unabhängig zu machen und dem Griesenwärder Hafen ähnliche Verhältnisse dadurch zu schaffen, daß der Aushub der Baugrube benutzt wurde, um auf der Böschung einen das gewöhnliche Hochwasser überragenden Schutzdamm zu schütten und so den Bau unter Zuhilfenahme geringer Pumpenleistungen auch hier im Trockenen auszuführen.

entleerer eine ein Meter starke Sandschicht eingebracht, die genügte, um durch ihr Gegengewicht den Schutzdamm im Gleichgewicht zu halten (Abb. 29). Immerhin blieb aber auch hierbei das Gleichgewichtsverhältnis ziemlich labil, so daß, um größere Schäden zu vermeiden, immer nur kurze, durch Querdeiche geschützte Mauerabschnitte gleichzeitig gerammt werden konnten (vgl. Abb. 28).

Die Ausführung dieser Mauer lag in den Händen einer Arbeitsgemeinschaft, bestehend aus den Firmen Ph. Holzmann AG. und Christiani & Nielsen G. m. b. H. Diese Firmen erzielten günstige wirtschaftliche Ergebnisse durch besonders sorgfältige Einrichtung der Pfahlspülanlage. In der Mitte der 600 m langen Kaimauer war an der

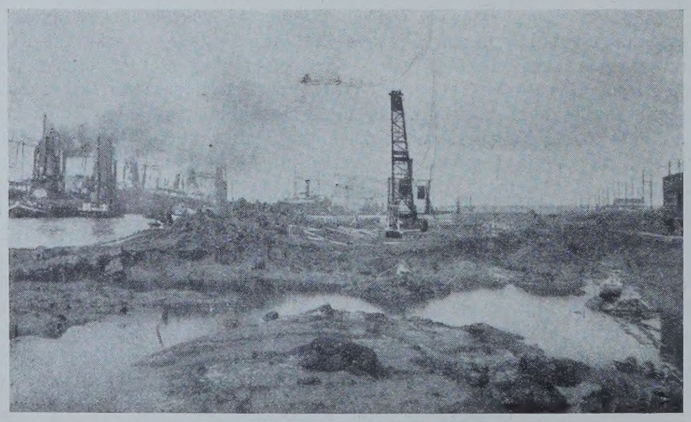


Abb. 26. Burchardkai — Ostteil.
Versinken des Schutzdammes und Aufquellen des Moorbodens.

Abb. 27. Burchardkai — Ostteil.
Vergeblicher Versuch, den Schutzdamm nach der Rutschung wiederherzustellen.

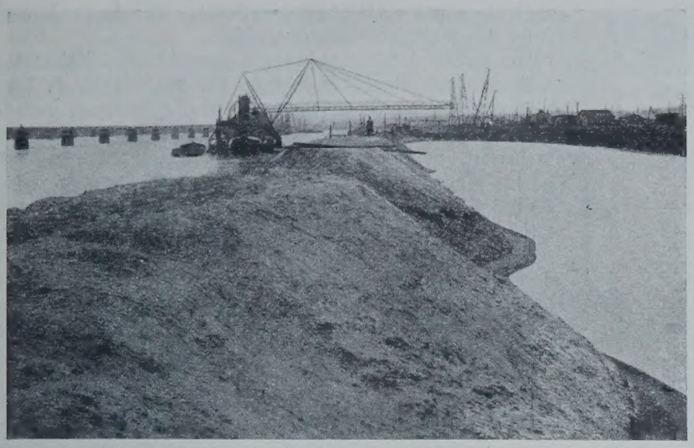


Abb. 28. Burchardkai — Ostteil.
Endgültiger Schutzdamm aus Sand.

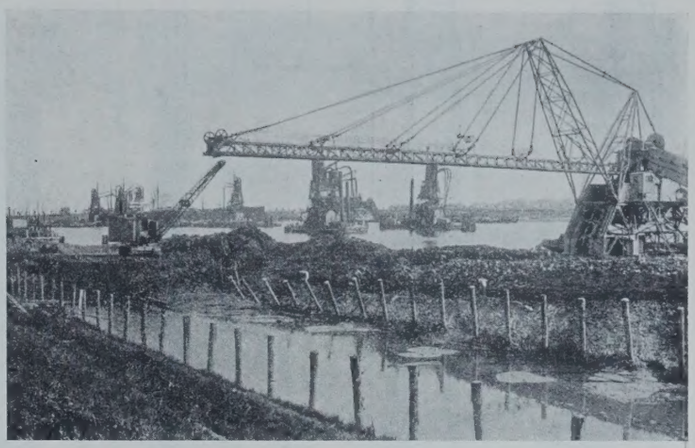


Abb. 29. Burchardkai — Westteil.
Einbringen der Belastungsschicht. — Beginnende Bewegung des Dammes an den verdrückten Gerüstpfählen zu erkennen.

Außenseite des Schutzdammes eine Pumpenstation eingerichtet, in der drei Kreiselpumpen mit den dazugehörigen Elektromotoren hochwasserfrei aufgestellt waren. Pumpe 1 leistete 105 m³/h bei einer Motorleistung von 75 PS, Pumpe 2 75 m³/h bei einer Motorleistung von 47 PS, Pumpe 3 110 m³/h bei einer Motorleistung von 100 PS.

Hinter der Baugrube waren zwei Leitungen verlegt, die einzeln oder auch gekuppelt arbeiten konnten. In den Leitungen nahm der erzeugte Druck von 12 atü bei Anschluß mehrerer Rammen schnell ab und sank bei drei Rammen, die je mit zwei Spüllanzen arbeiteten, auf 6,00 at. Die Spüllanzen hatten Stahlspitzen nebenstehender Anordnung (Abb. 30); durch die nach oben gerichteten Bohrungen spülte sich die Lanze stets gut frei.

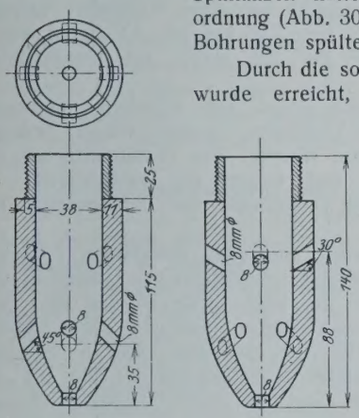


Abb. 30. Spitze der Spüllanze.

Durch die sorgsame Ausbildung des Spülgeschirrs wurde erreicht, daß von den zu schlagenden 5000 Pfählen, soweit durch zahlreiche gezogene Pfähle und durch sorgsames Beobachten des Rammvorganges festgestellt werden konnte, nur ein einziger zerstört wurde.

Selbstverständlich wurde beim Einbringen der Pfähle das Spülverfahren durch leichte Rammschläge unterstützt und das letzte Ende nur gerammt. Die Pfähle wurden durchweg sehr fest.

Zur Betonierung am Burchardkai diente eine feststehende Mischmaschine, die den fertigen Beton in Kübel füllte, die auf Feldbahnuntergestellen standen. Von diesen wurden sie von einem, auf einer fahrbaren Transportbrücke laufenden Lastenaufzug abgehoben und quer zur Kaimauer an den Ort ihrer Verwendung gebracht. Abb. 31 gibt einen Blick in die Baugrube. Wir sehen die verzimmerten Pfähle, deren obere Enden einbetoniert werden, erkennen den Beginn der Steinsetzung an der durch den Damm geschützten Vorderseite der Mauer und erblicken im Hintergrunde die fahrbare Transportbrücke, zu der rechts die Feldbahngleise für den Betontransport führen und auf der auch die Laufkatze des Aufzuges zu erkennen ist. Einen Blick auf die Rückseite der gewaltigen Mauer zeigt Abb. 32.

Auch bei der Kaimauer am Burchardkai hat man nachträglich den Moorboden hinter der Mauer entfernt und durch Sand ersetzt. Sie wird zur Zeit mit Sand betriebsfertig hinterfüllt und bildet zunächst eine wichtige Reserve der Hamburger Hafenanlage; Pläne zu ihrer Verwendung liegen aber bereits vor.

Die Waltershofer Bahn.

Wir erwähnten einleitend, daß schon vor dem Beginn der Bauarbeiten auf Waltershof Vorsorge getroffen war, dem neuen Hafengebiet einen selbständigen Anschluß an das Netz der heutigen Reichsbahn zu schaffen. Ein solcher Anschluß wurde nötig, da einmal die beteiligten preußischen Behörden, in Sorge um die Entwicklung des Hafens von Harburg, sich gegen eine Überbrückung des Köhlbrands, durch die eine zusammenhängende Hafenbahn für den ganzen Hafen entstanden wäre, sträubten und anderseits aber die hamburgischen Bahnanlagen östlich des Köhlbrands durch den intensiven Ausbau des Hafengebietes an der Grenze ihrer Leistungsfähigkeit angelangt waren. Die Fährverbindung zwischen den beiden Ufern des Köhlbrands wird nie genügend leistungsfähig gemacht werden können, um ein so großes Hafengebiet wie Waltershof ganz und gar darauf verweisen zu können, und der Bau eines Tunnels unter dem Köhlbrand erfordert wegen der großen Anrampungen so erhebliche Mittel, daß man bisher nicht über eine vorläufige Planung hinausgekommen ist.

So wurde gemäß Köhlbrand-Vertrag, der grundlegend für die Erschließung Waltershofs geworden ist, der Bau einer Bahn festgelegt, die, von der sogenannten Unterelbischen Bahn abzweigend, die Elbinseln Waltershof und Finkenwärder an die Reichsbahn anschließen sollte. Nach § 36 des Vertrages sollten die Hafenanlagen westlich des Köhlbrands den älteren hamburgischen Anlagen östlich des Köhlbrands tariflich gleichgestellt werden.

Von dieser Bahn ist zur Zeit der Zweig von Hausbruch nach Waltershof fertiggestellt, während der Zweig nach Finkenwärder vorläufig noch nicht gebaut wird, weil die Verhältnisse hier noch nicht genügend geklärt sind, namentlich wegen der kürzlich zwischen Hamburg und Preußen

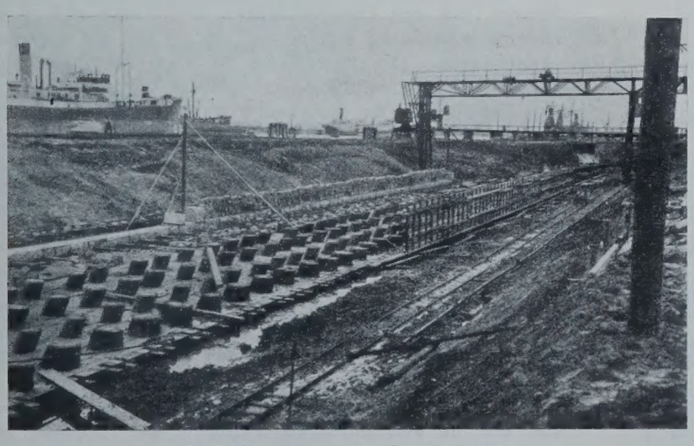


Abb. 31. Baugrube Burchardkai.

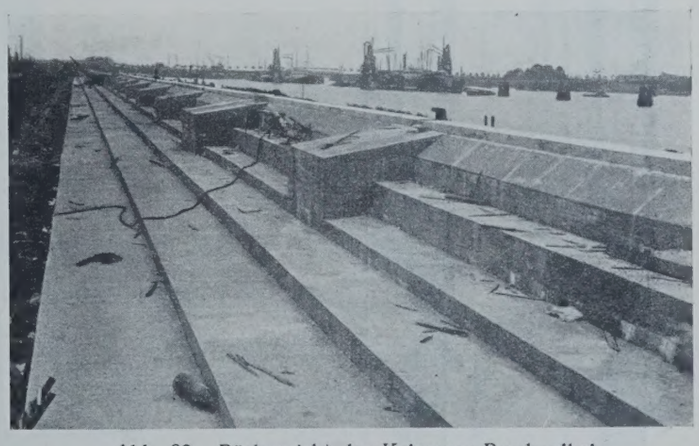


Abb. 32. Rückansicht der Kaimauer Burchardkai.

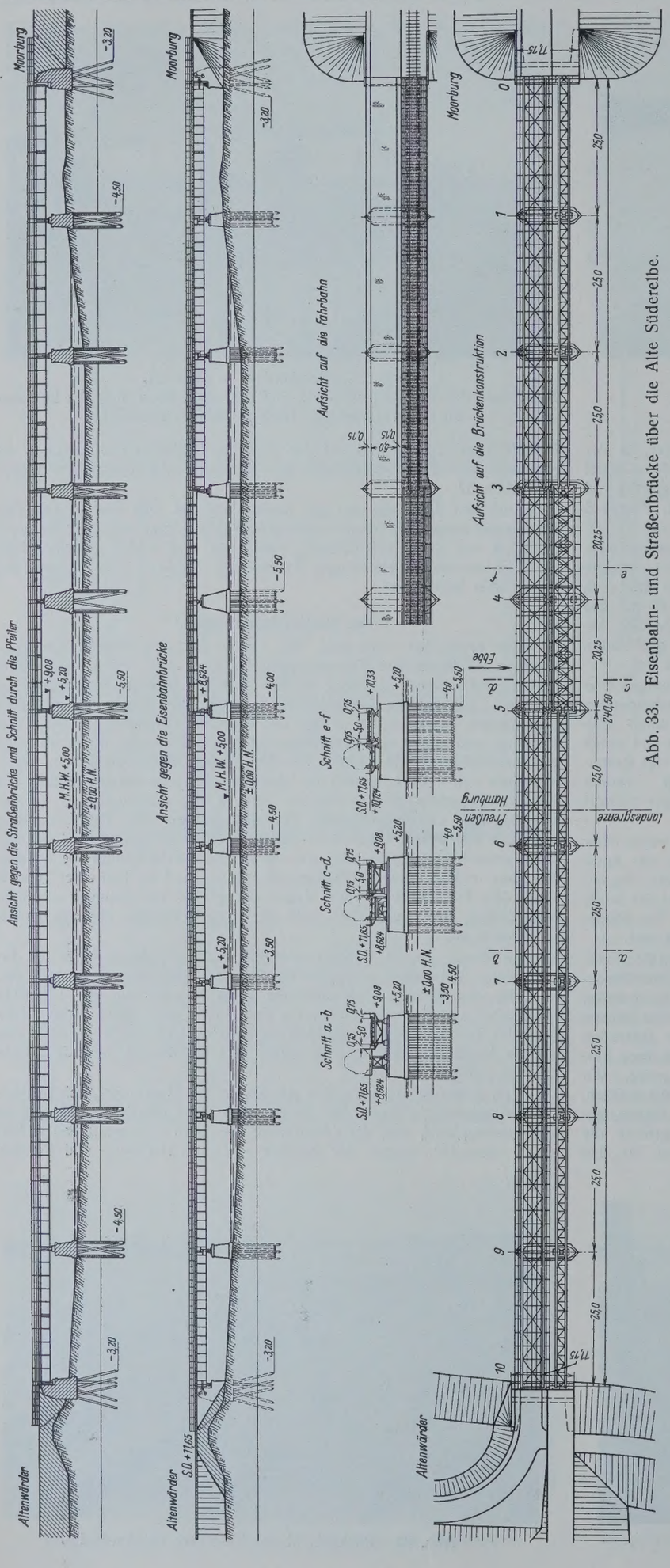


Abb. 33. Eisenbahn- und Straßenbrücke über die Alte Süderelbe.

abgeschlossenen „Hafengemeinschaft", zu deren Einflußgebiet das fragliche Gelände gehört.

In ihrem jetzigen Umfange besteht die Bahnanlage daher nur aus einer eingleisigen Eisenbahn (Abb. 1, Lageplan), die 1,5 km östlich vom Bahnhof Hausbruch von der Unterelbischen Bahn abzweigt, Moorburg und Altenwärder durchquert, in Altenwärder einen Ortsgüterbahnhof erhält und in Waltershof in einem großen Hafenbahnhof endet. Die Einrichtung der Bahn für den Personen- und Ortsgüterverkehr der von ihr berührten Ortschaften ist vorgesehen.

Die neue Bahnlinie verläuft zunächst rd. 900 m parallel der Unterelbischen Bahn; auf dieser Strecke ist ein zweigleisiger Übergabebahnhof vorgesehen. Ein Stellwerk sorgt zusammen mit einem Ausziehgleis für die Betriebssicherheit an der Abzweigungsstelle.

Die Bahn wendet sich dann nach Norden, überschreitet bei km 2,422 die Landesgrenze und erreicht das Gebiet der hamburgischen Gemeinde Moorburg, wobei sie den Hauptentwässerungsgraben der Marschniederung, die „Landscheide" kreuzt. Bei km 3,8 trifft sie dann den Moorburger Elbdeich, durchquert das breite Außendeichland am linken Ufer der Alten Süderelbe und überschreitet diesen Flußarm auf einer rd. 240 m langen eisernen Brücke (Abb. 33). In der Mitte dieser Brücke, bei km 4,328, schneidet sie wieder die Landesgrenze und führt nun durch die preußische Gemeinde Altenwärder und über das dazugehörige, zwischen Altenwärder und dem Köhlfleth liegende, als Weideland ausgenutzte Vorland unter Durchdämmung des Köhlfleths, das schiffahrtstechnisch und hydrologisch ohne Bedeutung ist, auf das Gebiet von Waltershof und mündet dort in den längs des Köhlfleths entwickelten Hafenbahnhof. Die Gesamtlänge der Bahn von der Abzweigung in Hausbruch bis zur Mitte des Verschiebebahnhofes Waltershof beträgt 7,66 km. Hiervon liegen 3,08 km (rd. 40 %) auf hamburgischem und 4,58 km (rd. 60 %) auf preußischem Gebiet.

Dem Bau der Bahn gingen sehr schwierige Verhandlungen zwischen den beteiligten Ländern voraus, bedingt durch den mehrfachen Wechsel des Hoheitsgebietes im Zuge der Bahnlinie und wegen der nachstehend geschilderten besonderen Verhältnisse des durchquerten Gebietes.

Zwischen Hausbruch und dem Moorburger Elbdeich finden wir niedrig gelegene, von zahlreichen Gräben durchzogene Marschwiesen, die gegen jede Störung der Vorflut wegen ihrer ausnahmsweise niedrigen Lage äußerst empfindlich sind. Die Alte Süderelbe, die in früheren Jahrhunderten ein wichtiger Mündungsarm der Elbe war, ist zwar heute stark versandet und spielt als Schiffahrtsweg keine Rolle. Sie ist aber auch heute noch ein wichtiger Vorfluter und, da sie der Tideströmung offen ist, auch ein sorgsam zu schützender Weg der Hochwasserwellen. Zudem kann sie später einmal durch entsprechenden Ausbau, der vielleicht zusammen mit dem Bau des Hansakanals folgen wird, wieder große Bedeutung für die Schiffahrt erhalten. Alle diese Punkte machten lange Verhandlungen notwendig, die sich bis weit in die Bauzeit hinein erstreckten und erst ganz kürzlich zum Abschluß gelangten.

Der Bahnkörper selbst bietet wenig Erwähnenswertes. Er liegt durchweg hochwasserfrei und ist auf den niedrigen moorigen Marschwiesen als Sanddamm geschüttet mit Massen, die den Dünenbildungen der Haake südlich der Unterelbischen Bahn entnommen sind. Trotz des schlechten Untergrundes, der stellenweise bis 6 m mächtiges Moor aufwies, ist die Schüttung ohne größere Verdrückungen vor sich gegangen. Der Moorboden war so weich und porös, daß er große Mengen Sand verschlucken konnte, ohne daß an der Oberfläche außer einigen kleinen Grabenverdrükkungen etwas zu merken war. Und doch genügte der eingepreßte Sand, um dem immerhin 5 m hohen Sanddamm einen festen Fuß zu geben. Merkliche Sackungen sind in letzter Zeit nicht mehr eingetreten.

Das einzig bemerkenswerte Bauwerk der Bahn ist die Brücke über die Alte Süderelbe, mit der zusammen, auf denselben Pfeilern ruhend, eine Straßenbrücke errichtet ist, die für die Aufschließung des ganzen Gebietes dereinst von größter Bedeutung sein wird.

Die Pfeilerstellung der Brücke (vgl. Abb. 33) ergab sich aus der in Verhandlungen zwischen den Ländern festgelegten Forderung, eine Brückenweite so auszugestalten,

daß sie später zu einer beweglichen Brücke ausgebaut werden könnte und schon jetzt bei einer Lichtweite von 16,00 m eine Durchfahrthöhe von 5,50 m erhielt. Die übrigen Teile des Flußlaufes, die lediglich der Vorflut dienen, konnten endgültig überbrückt werden; ihre Konstruktionsunterkante brauchte nur über dem höchsten Hochwasser (+ 8,75 m HN = + 5,20 m NN) zu liegen.

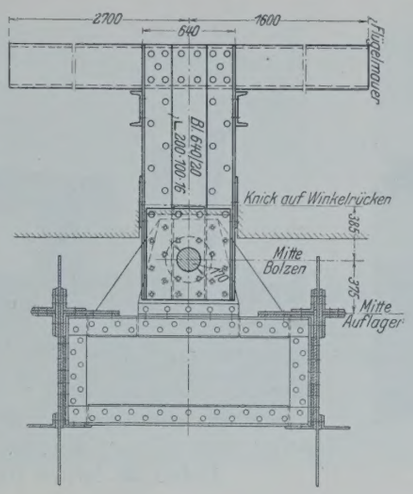
Gewählt wurde bei beiden Brücken eine Ausführung mit vollwandigen Blechträgern, die auf Betonpfeilern ruhen.

Die Pfeiler, die an den Schiffahrtöffnungen die Herstellung einer Wassertiefe von 6,10 m bei MHW gestatten, sind in einem Kasten aus Eisenbetonbohlen auf Eisenbetonpfählen gegründet, von denen ein Teil zur Aufnahme von Brems- und Windkräften schräggestellt ist (vgl. Abb. 33). Der Raum des Spundwandkastens ist dann durch Druckwasser von Boden befreit und mit Magerbeton angefüllt. Pfahlköpfe und Spundwände sind durch einen kräftigen Deckel aus Eisenbeton zu einem einheitlichen Grundrißkörper zusammengefaßt, auf dem die eigentlichen, schlank gehaltenen Pfeiler stehen, die durch einen bearbeiteten Vorsatzbeton eine wetterfeste, gut wirkende Außenhaut erhalten haben und auf denen die Brückenkonstruktion mittels eisenbewehrter Betonklötze ruht[7]).

Die Eisenbahnbrücke ist berechnet für den Lastenzug N. Die vollwandigen Blechträger, die in den Seitenöffnungen 25 m Stützweite haben, sind 1,957 m hoch und haben voneinander einen Abstand von 1,80 m. Über den Pfeilern sind sie durch Gelenke miteinander verbunden und haben nur bewegliche Auflager, wodurch die schlanke Form der Pfeiler erreicht wurde. Gegen waagerechte Verschiebungen durch die Bremskräfte sind sie durch Verankerung an den Landwiderlagern gesichert (Abb. 34), außerdem werden sie auf jedem Pfeiler durch eine bewegliche Verankerung (Abb. 35) gegen Abheben gesichert. Die vollwandigen Hauptträger der beiden Durchfahrtöffnungen haben ein Gelenk über dem für die spätere Drehbrücke besonders stark ausgebildeten Mittelpfeiler, auf dem sich das feste Lager befindet; auf den seitlichen Pfeilern ruhen diese Hauptträger mittels Pendelstütze (Abb. 36).

Der gesamte eiserne Überbau hat außer den notwendigen Querversteifungen Schlinger- und Bremsverbände erhalten, an den Durchfahrtöffnungen außerdem einen besonderen Windverband. Der Oberbau ruht mit seinen Schwellen in den Seitenöffnungen unmittelbar auf den Hauptträgern, in den Durchfahrtöffnungen auf einer Fahrbahnkonstruktion von Quer- und Längsträgern. Bei den Mittelöffnungen,

[7]) Hetzell-Wundram, Grundbautechnik S. 115.



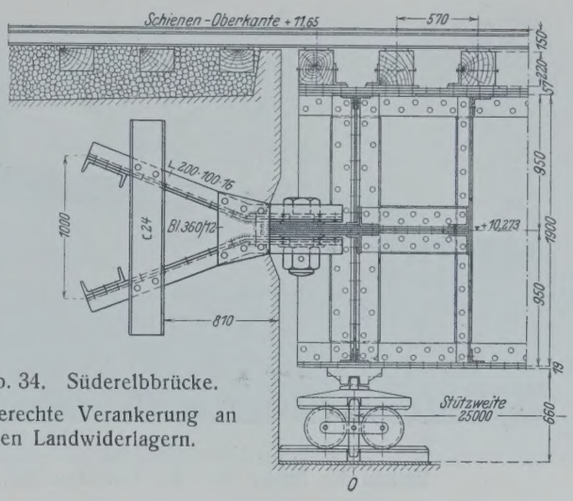
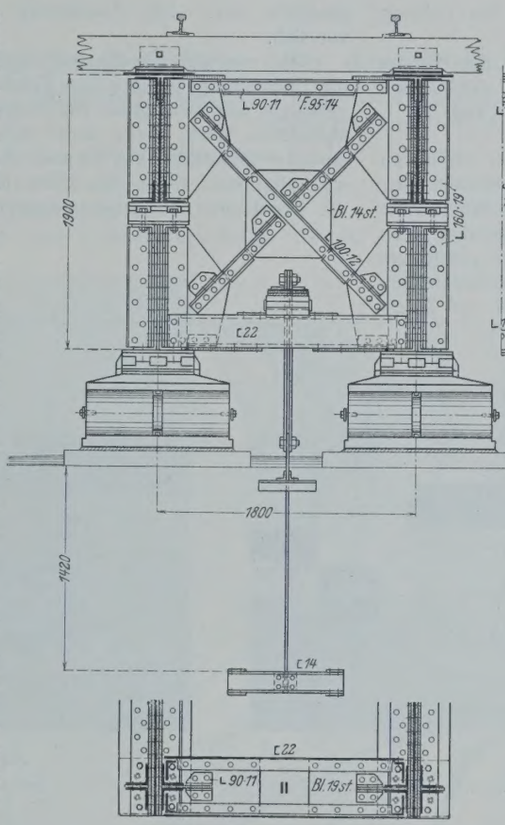
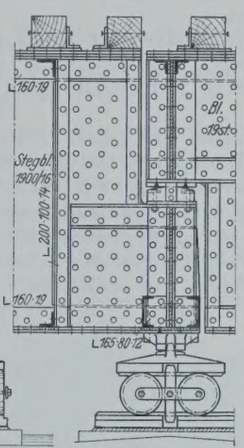


Abb. 34. Süderelbbrücke. Waagerechte Verankerung an den Landwiderlagern.





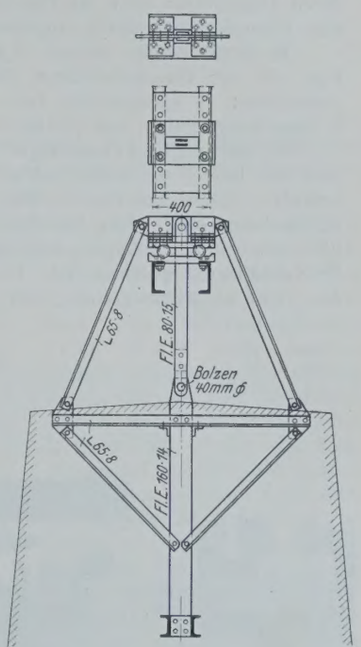
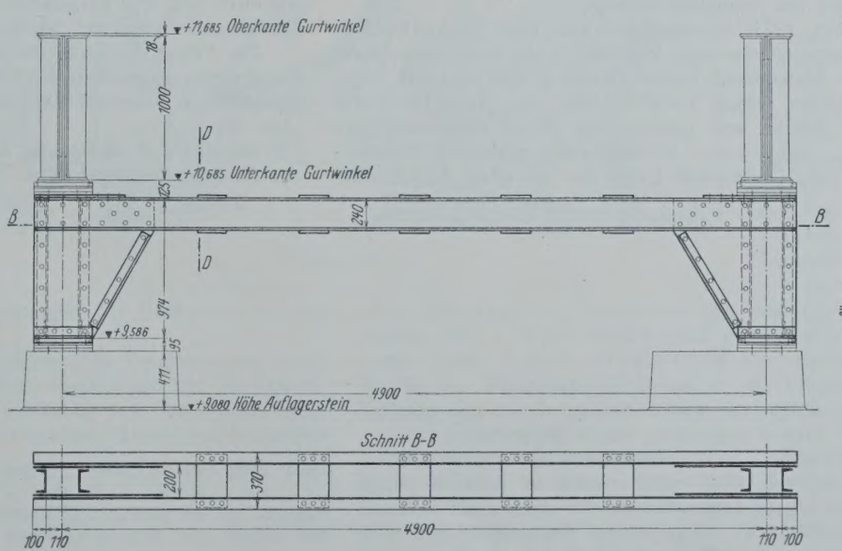


Abb. 35. Süderelbbrücke. Lotrechte Verankerung auf jedem Pfeiler.



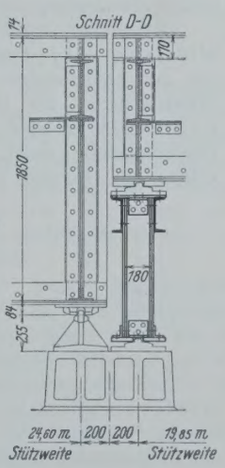


Abb. 36. Süderelbbrücke. Pendelstütze auf den Seitenpfeilern der Schiffahrtöffnungen.

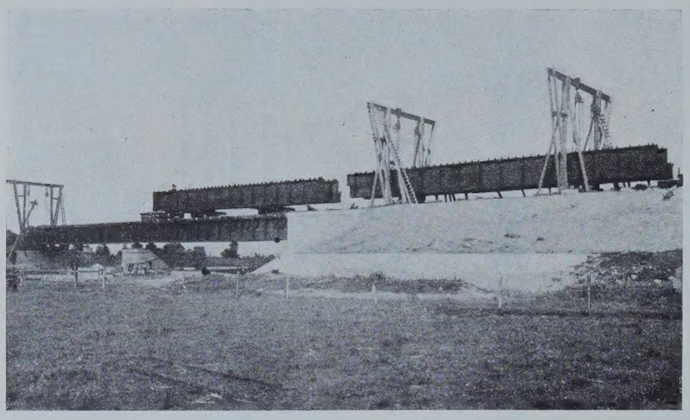


Abb. 37. Süderelbbrücke.
Einbau der Träger über den Landöffnungen.

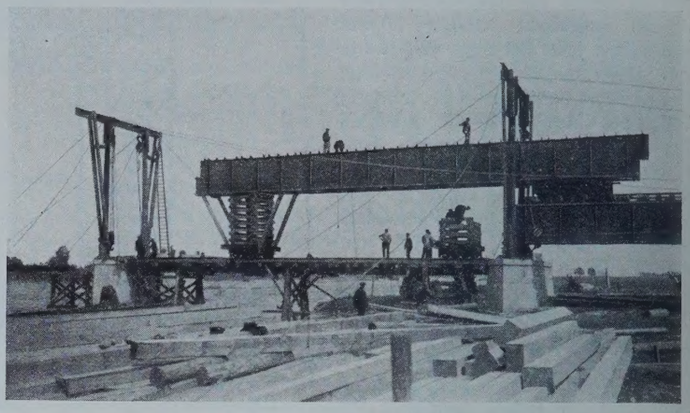


Abb. 38. Süderelbbrücke.
Einbau des letzten Trägers über den Landöffnungen.

deren Hauptträger über die Fahrbahn hinausragen, ist für den Fußweg eine Kragträgerkonstruktion angebracht.

Die Straßenbrücke stimmt in ihren Spannweiten und in der Höhenlage mit der Eisenbahnbrücke überein. Als Verkehrslast wurden angenommen: 1. Dampfwalze von 23 t, 2. Lastkraftwagen von 9,0 t, 3. Menschengedränge von 500 kg/m². Die vollwandigen Hauptträger endigen über jedem Pfeiler, auf denen sich also immer ein festes und ein bewegliches Auflager nebeneinander befinden. Diese Konstruktion war hier zulässig, da ja keine Bremskräfte aufzunehmen sind. Der Mittelpfeiler der Durchfahrtöffnung trägt auch hier zwei feste Auflager, während auf den Seitenpfeilern wiederum Pendelstützen vorgesehen sind. Die Fahrbahn besteht aus Brückensteinen, die unter Zwischenschaltung einer Beton- und Isolierschicht auf Zoreseisen ruhen. Die beiderseitigen, durch Konsolen gestützten Fußwege erhalten Eisenbetonplatten mit Asphaltabdeckung.

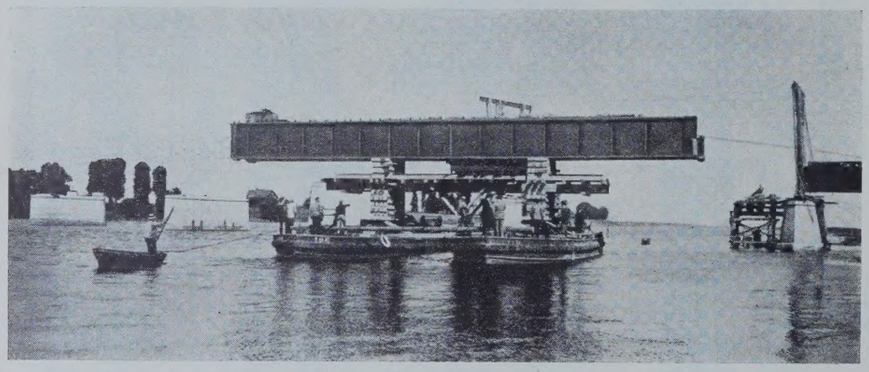


Abb. 39. Süderelbbrücke.
Einbau eines Trägers der Wasseröffnungen.

Abb. 40. Süderelbbrücke.
Behelfsmäßiger Schwimmkran.

Die Pfeiler wurden 1923/24 ausgeführt von der Dyckerhoff & Widmann AG., Zweigniederlassung Hamburg, die auch gemeinsam mit der bauleitenden Wasserbaudirektion Hamburg den Entwurf dafür geliefert hatte. Die Firma schlug zunächst über die ganze Flußbreite eine leichte hölzerne Brücke und gabelte von dieser ausgehend jede Pfeilerbaustelle durch zwei kurze stromaufwärts gerichtete Brückenstücke ein, so daß jeder Pfeiler vom Land aus an allen Punkten zugänglich war. Die Ausführung ging danach ohne Schwierigkeiten vor sich.

Die eisernen Überbauten der Eisenbahnbrücke wurden auf den für die Erdschüttungen verlegten Feldbahngleisen von Hausbruch her herangefahren, und zwar jeder Blechträger als ein bereits auf dem Werk fertig genietetes Stück, dann hinter dem Moorburger Landwiderlager hintereinander montiert (Abb. 37) und, soweit das Vorland reichte, vorgefahren und abgesenkt (Abb. 38). Von der ersten Wasseröffnung an wurden die Überbauten auf zusammengekuppelte Schuten abgesenkt (Abb. 39) und auf diesen in die einzelnen Öffnungen eingefahren. Ebbe und Flut mit ihren hin- und hergehenden Strömungen und dem Steigen und Fallen des Wassers ließen sich hierbei gut ausnutzen.

Die Träger der Straßenbrücke wurden von der Eisenbahnbrücke her eingebracht; wesentliche Dienste leisteten auch hierbei die zu einem behelfsmäßigen Schwimmkran ausgebauten zusammengekoppelten Schuten (Abb. 40).

Entwurf und Ausführung der Eisenkonstruktionen lag in den Händen der Gutehoffnungshütte.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Straßenbrücke über den Rhein in Köln-Mülheim.[1]

Redaktionelle Bearbeitung Professor Dr.-Ing. ehr. **G. Kapsch**, München.

(Fortsetzung aus Heft 43.)

Unterbauten der Strom-, Flut- und Vorlandbrücken.

Umfang der Unterbauten.

Die Unterbauten umfassen die Herstellung von

a) zwei Pylonenpfeilern und zwei Verankerungspfeilern für die eigentliche Hängebrücke,
b) einem Flut- und einem Deichpfeiler für die linksrheinisch anschließenden beiden Flutbrücken,
c) drei Pfeilern und einem Widerlager für die linksrheinisch sich weiter anschließenden vier Vorlandbrücken.

Pylonenpfeiler.

Die beiden Pylonenpfeiler haben die gewaltigen Drücke der Hängebrücke-Pylonen über dem höchsten Hochwasserstande des Rheines, d. h. auf Höhe + 44,855 aufzunehmen und auf den Untergrund überzuleiten.

Der Untergrund der Baustelle besteht abwechselnd aus feinem Kies mit Sandnestern und grobem Kies mit teilweise großen Findlingen und kann nach den angestellten Voruntersuchungen zusätzlich bis zu 5 kg/cm² beansprucht werden.

Als Gründungstiefe wurde die Höhe + 27,0 festgelegt, d. h. sie liegt rd. 6,5 m unter Flußsohle. Dabei wurde berücksichtigt, daß die beiden Pfeiler sich bei Mittelwasser außerhalb des Strombettes befinden und deshalb gut in das gepflasterte Ufergelände eingebettet sind. Infolgedessen sind später keine Auskolkungen der Flußsohle vor und hinter den Pfeilern zu befürchten.

Die an jedem Pfeiler durch die Eisenkonstruktion angreifenden Kräfte werden durch einen allmählich verbreiterten Pfeilerschaft der Fundamentsohle zugeleitet. Der Pfeiler besteht durchweg aus Beton und wurde entsprechend den mit der Tiefe abnehmenden Betonbeanspruchungen geformt. Die auftretenden Fugenpressungen, die Mischungsverhältnisse des Betons unter einem Pylonenauflager, sowie die Beanspruchung des Baugrundes sind aus Abb. 11 zu ersehen.

Der Pfeilerschaft (vgl. Abb. 12) hat eine mittlere Länge von 36,25 m und eine mittlere Stärke von 6,20 m und ragt auf der Kölner Seite 6 m, auf der Mülheimer Seite 1,4 m über das künftige Flutgelände hervor. Der Pfeileranzug beträgt 1 : 20. Soweit seine Ansichtflächen sichtbar in Erscheinung treten, sind sie mit Sandsteinen (aus Olsbrücken in der Pfalz) verkleidet. Die Quader der Ecksteine sind scharriert, die übrigen Flächen bruchrauh bearbeitet. Die Spitzen der oberstrom und unterstrom angeordneten Vorköpfe erhielten bis Hochwasserhöhe zur einwandfreien Aufnahme der Stöße durch Eis usw. eine Verkleidung aus rötlichem Schwarzwaldgranit. Unter Gelände sind die Außenflächen des Betons, der während der Caissonabsenkung eingebracht wurde, zur Vermeidung des Verlustes der Schaldielen mit einer Verkleidung aus eigens auf der Baustelle im Mischungsverhältnis 1 : 9 hergestellten Betonformsteinen in einer Größe von 0,4/0,28/0,19 m versehen.

Lageplan.

Bei dem großen Abstande der Pylonenfüße von 22,2 m ist der zwischen den Betonauflagern befindliche innere Pfeilerteil von Höhe + 37,20 bis zur Pfeilerabdeckung zur Einsparung von Pfeilergewicht in Bimsbeton 1:14 hergestellt.

Der größte Auflagerdruck eines Brückenpylons, herrührend aus ständiger Last und Verkehrslast, beträgt 6237 + 2170 = 8407 t. Auf einen Pfeiler wirken daher als lotrechte Kräfte 2 · 8407 = 16 814 t und als waagerechte Kräfte: quer zur Brücke der Winddruck (330 t) und in der Längsrichtung der Brücke die Reibung und die Seitenkraft infolge Schrägstellung der Pylonen (114 t).

Zur Übertragung dieser gewaltigen Drücke der beiden Pylonenfüße waren Auflager von außergewöhnlichen Abmessungen notwendig. Granitsteine konnten in diesem Falle nicht genügen. Es wurde daher als Baustoff Eisenbeton mit spiralförmiger Ringbewehrung gewählt, dessen über den Pfeilerschaft herausragende Ansichtflächen in Vorsatzbeton mit Granitzuschlag und scharrierter Verarbeitung ausgeführt wurden. Trotz

[1]) Über die Vorgeschichte des Baues der Brücke vgl. „Die Bautechnik" 1927, Heft 5 ff., Heft 26, S. 377, Heft 52, S. 758.

Ein erweiterter Sonderdruck dieser Abhandlung ist im Verlage von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8, erschienen und zum Preise von 20 R.-M. von dort zu beziehen.

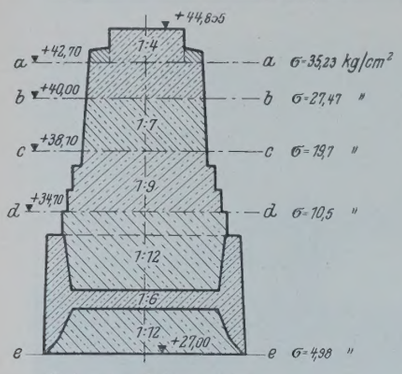
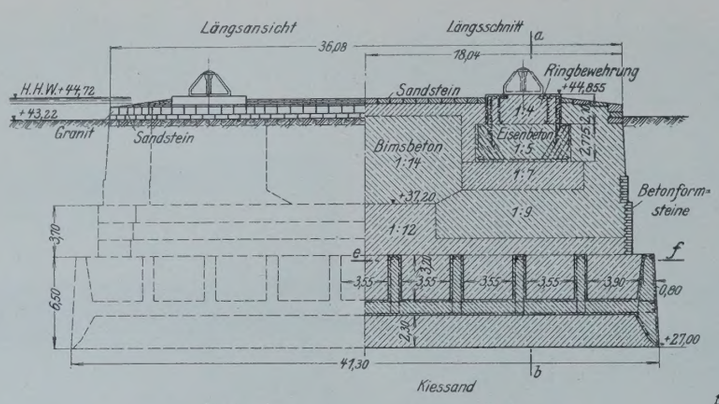


Abb. 11. Pylonenpfeiler. Darstellung des inneren Aufbaues.



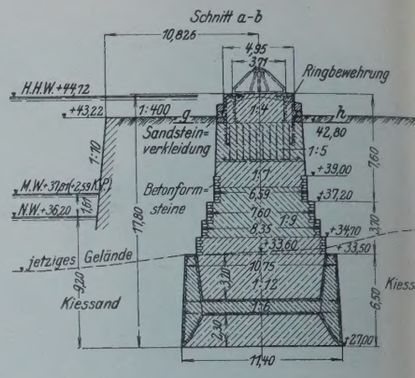
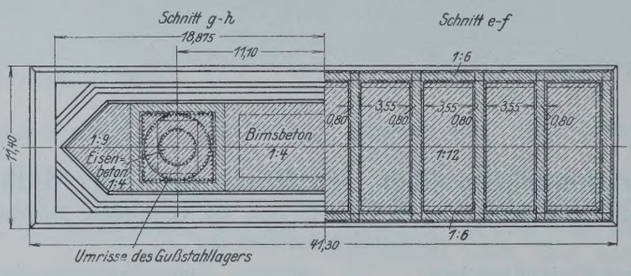
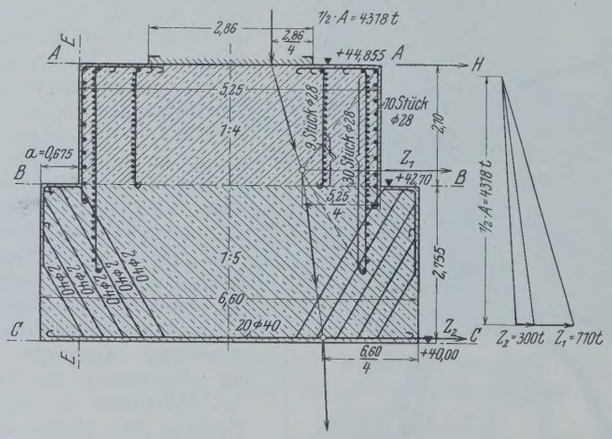


Abb. 12. Pylonenpfeiler.



einer unter den Stahl-Lagerstühlen zugelassenen Druckbeanspruchung von 81 kg/cm² ergab sich die Größe des einzelnen Auflagerquaders zu 5,25/4,95 m. Dessen Bewehrung geht aus Abb. 13 hervor, die auch den Kraftplan enthält, der der Bemessung der Ringbewehrung zugrunde gelegt wurde; für diese haben Rundeisen von 28 mm Durchm. Verwendung gefunden. Die Größe und der erhebliche Umfang des Bewehrungsgeflechtes ist aus Abb. 13 ersichtlich.

Das Gesamtgewicht des rd. 18 m hohen Pfeilers beträgt unter der Einwirkung des Auftriebs bei Mittelwasser 7550 t. In der Fundamentsohle sind daher bei Vollbelastung durch die Eisenkonstruktion, Verkehr und Pfeilereigengewicht 16 814 + 7550 = 24 364 t aufzunehmen. Die in Fundamentsohle durch die Belastung hervorgerufene zusätzliche größte Kantenpressung beträgt unter dem Einfluß der Windkräfte 4,98 kg/cm².



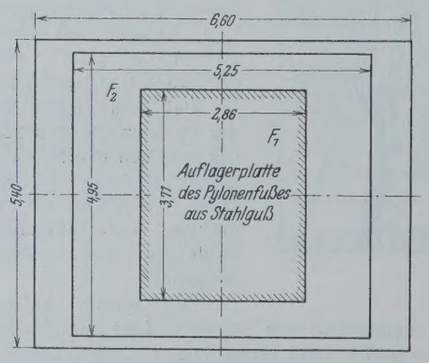


Abb. 13. Bewehrungsplan für die Auflagerquader in den Pylonenpfeilern mit Kräfteplan; Grundriß des Auflagerquaders.

Zwecks Einhaltung der sehr beschränkten Baufrist konnte bei den um 8,5 m wechselnden Wasserständen (NW + 36,20, HHW + 44,72) und der Gründungstiefe von 10,80 m unter Mittelwasser nur eine Gründung mittels Druckluft in Frage kommen. Die beiden Senkkasten aus Eisenbeton der beiden Pylonenpfeiler wurden je auf einem aufgeschütteten Arbeitsplanum hergestellt und ohne Gerüste in kürzester Zeit bis auf die gewünschte Tiefe abgesenkt. Um ein Arbeitsplanum rd. 1,5 m über Mittelwasser zu schaffen, war auf der Kölner Seite, wo das Ufer nahezu in Mittelwasserhöhe anstand, nur eine verhältnismäßig geringe Aufschüttung von Kiessand nötig. Dieses Planum, das bei höheren Wasserständen nicht sofort überflutet wurde, kam an die frühere Auffahrt der Schiffbrücke zu liegen. Auf der Mülheimer Seite kam der Pylonenpfeiler in den eigentlichen Fluß zu sitzen, so daß dort die Auffüllung einen größeren Umfang annahm. Gegen den Fluß zu wurde sie durch eine eingerammte 10 m hohe Larssenwand abgegrenzt, die die Auffüllung vor Angriffen des Wassers schützte, das selbst bei Niederwasser wegen der Lage auf der konkaven Seite der Flußkrümmung eine verhältnismäßig große Strömung besitzt (vgl. Abb. 14 u. 15). Da die Auffüllung hinter die vor dem Uferpfeiler neu herzustellende Ufermauer zu liegen kommt, so diente sie zugleich zur Schaffung der künftig notwendigen Werftfläche.

Eine Tiefergründung der Pfeiler gegenüber den Annahmen wurde nicht erforderlich, da die Tragfähigkeit der angeschnittenen Kiesschichten den Erwartungen auf Grund der Bohrproben entsprach.

Abb. 16 zeigt den Senkkasten des rechten Pylonenpfeilers beim Beginn der Absenkung. Jeder Senkkasten trug während der Absenkung drei

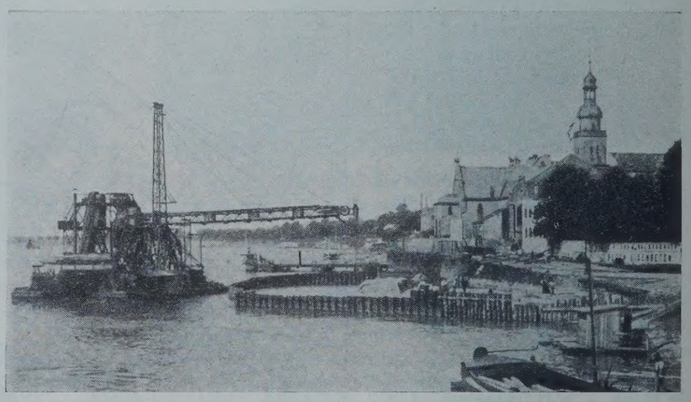


Abb. 15. Anschüttung des Senkkastenplanums für den rechten Pylonenpfeiler.

Luftschleusen zur möglichsten Beschleunigung des Aushubes; seitlich waren zwei Betonmischmaschinen und zwei Gießmaste aufgestellt. Sie sorgten für ständiges Beibringen des Betons. Der Kiessand wurde im Rhein gewonnen und jeweils neben den Betonieranlagen ans Land gebracht.

Im Arbeitsraum des Senkkastens, der eine Höhe von 2,30 m aufwies und der durch keine Querträger in irgendwelcher Weise eingeengt war, befanden sich bewegliche Förderbänder, die das ausgeschachtete Kiesmaterial nach den an den Caissonenden angeordneten elektrisch betriebenen Aufzugvorrichtungen brachten. Der ausgehobene Boden wurde zur Auffüllung der Werftflächen bzw. der Rampen benutzt. Beide Senkkasten wurden fast gleichzeitig abgesenkt, so daß meist sechs Luftschleusen an der Baustelle in Betrieb waren. Mit dem Abteufen des Senkkastens ging das Betonieren des Pfeilerschaftes immer Hand in Hand. Die Seitenwände der Pylonensenkkasten wurden als Längsträger von

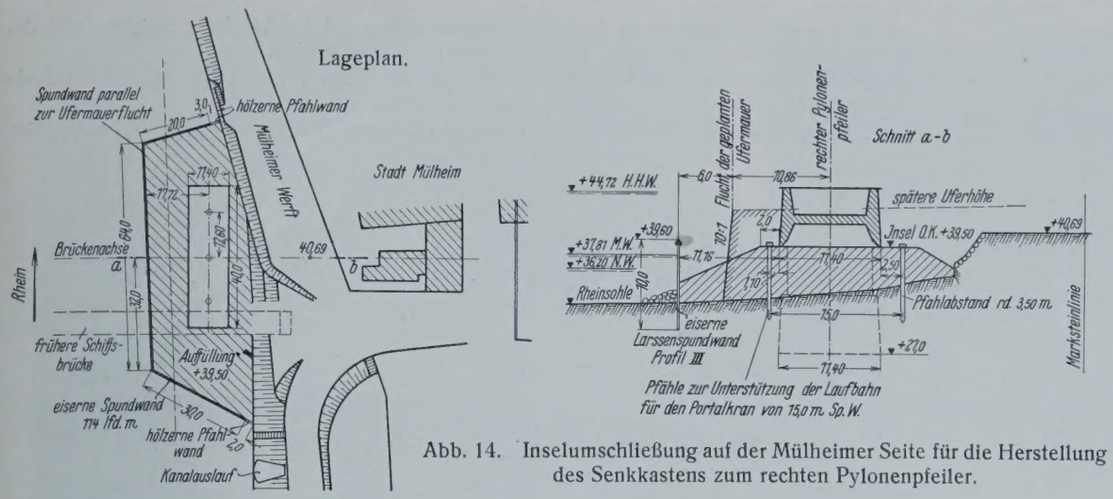


Abb. 14. Inselumschließung auf der Mülheimer Seite für die Herstellung des Senkkastens zum rechten Pylonenpfeiler.

6,5 m Höhe und einer mittleren Stärke von 1 m ausgebildet. Am oberen Rand und in der Schneide befindet sich die starke Rundeisenbewehrung. Abb. 17 gibt ein Bild von der Herstellung der Senkkastenbewehrung zur Zeit großen Hochwassers. Abb. 18 zeigt die Eckausbildung der Senkkastenschneide. Zur Berechnung der einzulegenden Längseisen wurde

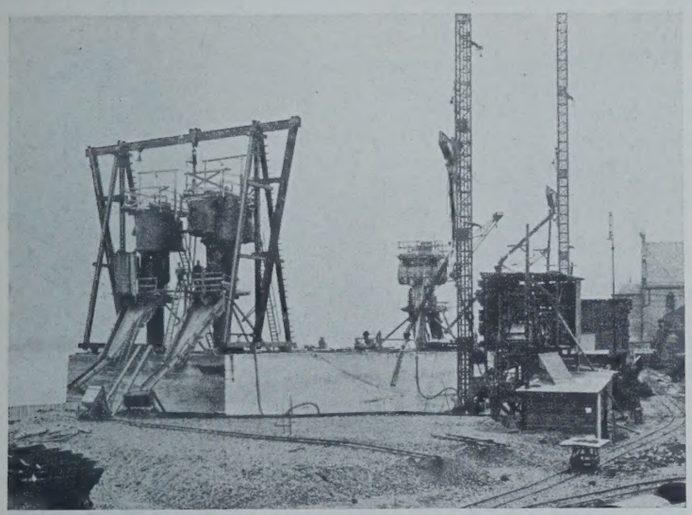


Abb. 16.
Senkkasten des rechten Pylonenpfeilers bei Beginn der Absenkung.

angenommen, daß sich der Senkkasten auf etwa ein Viertel seiner Länge, d. h. auf rd. 11 m frei trägt. Zwischen die Längswände spannen sich im Abstand von 4,35 m die über dem Arbeitsraum liegenden Querwände von 11,40 m Länge und 0,8 m Breite; sie tragen die Betondecke über dem Arbeitsraum. Zur Erzielung eines möglichst großen Gewichts schon zu Beginn der Versenkung schien es geraten, eine dünnwandige Eisenbetonkonstruktion zu vermeiden und statt dessen massige Querschnitte anzuwenden. Die Eisenbewehrung des Senkkastens betrug durchschnittlich 65 kg/m³; als Mischungsverhältnis des Eisenbetons der Senkkasten wurde 1 : 6 wegen seiner vorübergehenden Beanspruchung gewählt. Als Kantenschutz der Senkkastenschneide ist ein einfaches Winkeleisen 100 · 100 · 14 angebracht. Die Außenflächen des Betons sind sorgfältig mit Inertol gestrichen, um den Kasten gegen Angriffe etwaiger unter der Flußsohle auftretender säurehaltiger Wässer zu schützen.

Von besonderer Wichtigkeit war ein rissefreies Absetzen der Senkkasten nach ihrer Betonierung auf die Schneide. Zu diesem Zwecke wurde die Senkkastenschalung auf ein Holzgerüst gelegt, dessen Binder — ähnlich wie bei Lehrgerüsten — auf 72 Schraubenspindeln ruhten (vgl. Abb. 20). Durch das gleichmäßige Abdrehen der Schraubenspindeln senkte sich das Schalgerüst und damit der Senkkasten, dessen Schneide gleichmäßig in den Untergrund eindrang.

Die Absenkung der außergewöhnlich großen Senkkasten vollzog sich dank der gegebenen Form und Bewehrung ohne nennenswerte Störung, trotz mehrfacher Hochwasserwellen, die die Baustelle im Jahre 1927 zu bestehen hatte; bei einem außergewöhnlichen Hochwasser ruhte der Senkkastenbetrieb vorübergehend. Abb. 19 gibt ein Bild der überfluteten Baustelle des linken Pylonenpfeilers am 13. November 1927 bei einem Wasserstande 41,10 über NN. Nachdem die Absenkung beendet war, wurde mit dem Ausbetonieren des Arbeitsraumes begonnen. Abb. 21 zeigt die Luftschleusen für den Bodenaushub und die Betonschleusen.

Ankerpfeiler.

Wie aus der allgemeinen Beschreibung des Bauwerks (S. 684) hervorgeht, sind die Kabel eines jeden Hauptträgers der Hängebrücke nicht in den Endpfeilern, sondern unmittelbar in dem zugehörigen Versteifungsträger verankert.

Aus den späteren Erläuterungen über die Ausbildung der Eisenkonstruktion ist ersichtlich, daß bei der fertigen Brücke im Schnittpunkte der Kabel mit der Achse des Versteifungsträgers bedeutende lotrechte Zugkräfte entstehen; sie liegen in den Grenzen von 1146 t bzw. 2384 t für jeden Hauptträger, also zwischen 2292 t und 4768 t für den Pfeiler. Diese Zugkräfte werden durch das starke Überwiegen der Mittelöffnung gegenüber den anschließenden Seitenöffnungen erzeugt. Nur während der Montage kommt vorübergehend auch eine Druckkraft von 1400 t je Pfeiler zur Wirkung. Die lotrechten Zugkkräfte müssen zur Erzielung der notwendigen Standsicherheit durch Bauwerkmassen ausgeglichen werden. Dies geschieht einerseits durch ein am Ende des Versteifungsträgers über höchstem Hochwasser angeordnetes Gegengewicht, anderseits durch den unter dem obengenannten Schnittpunkte zentrisch angeordneten Verankerungspfeiler. Der Vorteil des zwischen den eisernen Querträgern der sechs letzten Brückenfelder eingebrachten Ballastbetons liegt darin, daß seine Massen dadurch besonders wirkungsvoll sind, daß sie nicht ins Hochwasserprofil eintauchen und so keinen Verlust an wirksamem Gewicht erleiden. Der Verankerungspfeiler erfährt jedoch in Hochwasserzeiten infolge des Auftriebs eine Gewichtsminderung.

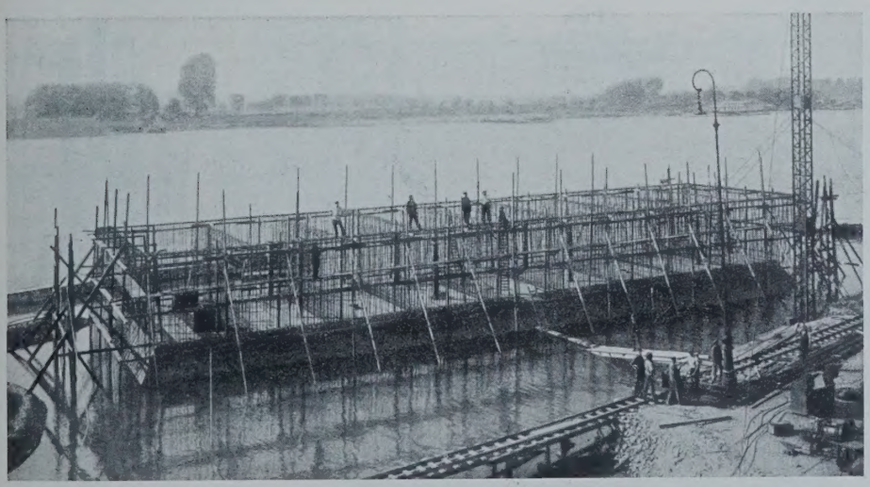


Abb. 17. Herstellung der Bewehrung des Senkkastens vom rechten Pylonenpfeiler zur Zeit großen Hochwassers.

Das Gegengewicht hat den Zweck, die vom Pfeiler aufzunehmende Auflagerzugkraft möglichst klein zu halten, um so an Pfeilermassen zu sparen. Man wird daher bestrebt sein, das Gegengewicht so groß wie möglich zu machen. Wenn das Gegengewicht jedoch größer wird als die kleinste auftretende Zugkraft, so treten abwechselnd Druck- und Zugspannungen in den Verankerungsgliedern auf. Das Gegengewicht wurde daher nach der kleinsten auftretenden Zugkraft (bei Belastung der Seitenöffnungen durch Verkehrslast) = 2292 t bemessen. Vom Pfeiler ist nur noch der Unterschied zwischen größtem und kleinstem Auflagerzug:

$$4768 - 2292 = 2476 \text{ t}$$

(bei Belastung der Mittelöffnung) aufzunehmen. Nur während der Montage mußten besondere Vorkehrungen getroffen werden, um Auflagerdruckkräfte aufnehmen

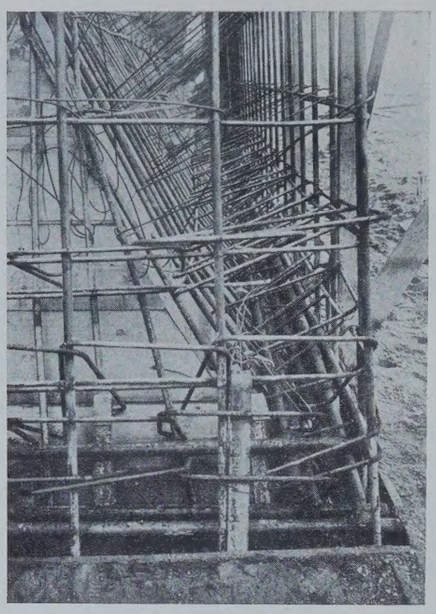


Abb. 18.
Eckausbildung der Senkkastenschneide.

schalten wollte. Selbst wenn die Verkehrslasten später auf das $1\frac{1}{2}$ fache steigen, wird das Pfeilergewicht für die Erhöhung des Ankerzuges noch ausreichen.

Als weitere Sicherheit kann der Druck und das Gewicht des Erdreichs auf die Senkkastenwände in Höhe von mindestens 250 t angesehen werden.

Im Gegensatze zur Beanspruchung sonstiger Brückenpfeiler, z. B. auch der Pylonenpfeiler,

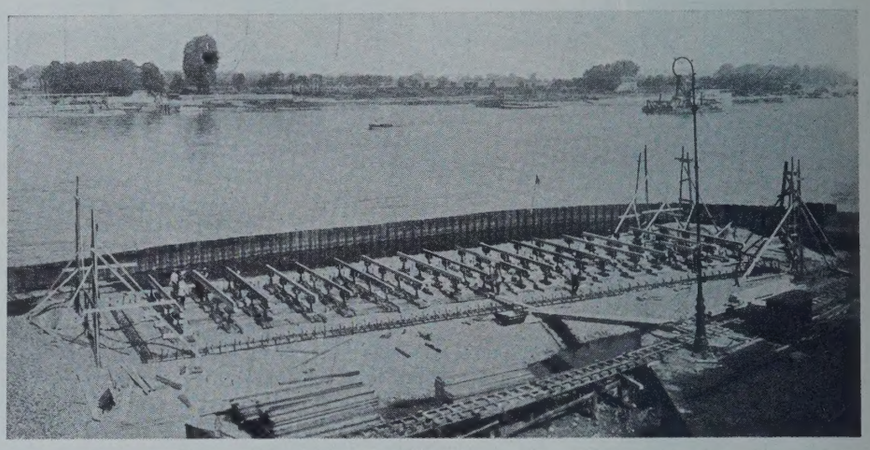


Abb. 20.
Untergerüst für die Senkkastenschalung des rechten Pylonenpfeilers.

Abb. 19. Überflutete Baustelle des linken Pylonenpfeilers bei außergewöhnlichem Hochwasser.

Abb. 21. Linker Pylonenpfeiler.
Ausbetonieren des Arbeitsraumes mittels der Betonschleusen.

zu können. Ferner durfte während der Montage nicht gleich das volle Gegengewicht vorhanden sein; es wurden zunächst nur Eisenbetontröge von 700 t (bzw. 696 t) Gewicht ausgeführt, in die später zur Vervollständigung des Ballastgewichtes Beton 1 : 12 eingebracht wurde.

Die auf den Verankerungspfeiler entfallende restliche freie Zugkraft von 2476 t muß bei jedem Wasserstand mit Sicherheit aufgenommen werden. Danach wurde das notwendige Gewicht der beiden Verankerungspfeiler bemessen unter Berücksichtigung der sonst noch für den Pfeiler maßgebenden baulichen Einzelheiten. Die einzelnen Abmessungen wurden so groß gewählt, daß noch ein reichlicher Überschuß des Pfeilergewichts über die angreifenden Zugkräfte vorhanden ist, und zwar beträgt der Gewichtsüberschuß am linken Verankerungspfeiler

bei einem Pfeilergewicht von 3426 t 3426 — 2476 = 950 t
am rechten Verankerungspfeiler
bei einem Pfeilergewicht von 3730 t 3730 — 2676 = 1254 t.

Diese Mehrgewichte wurden der Ausführung zugrunde gelegt, weil man unter allen Umständen jede Bewegung des Pfeilers aus-

die in der Regel Druck nach unten zu vermitteln haben, zeigt sich hier das seltene Bild, daß Pfeiler mit nachstehenden großen Abmessungen gegen Herausreißen aus dem Boden Widerstand zu leisten haben. Während die Breite des Fundaments bei beiden Pfeilern zu 7 m an-

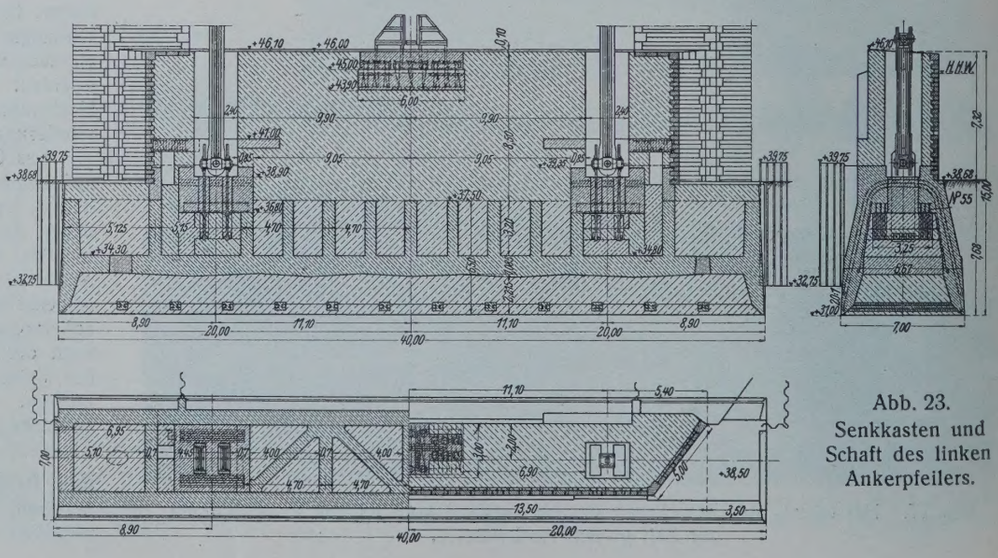


Abb. 23.
Senkkasten und Schaft des linken Ankerpfeilers.

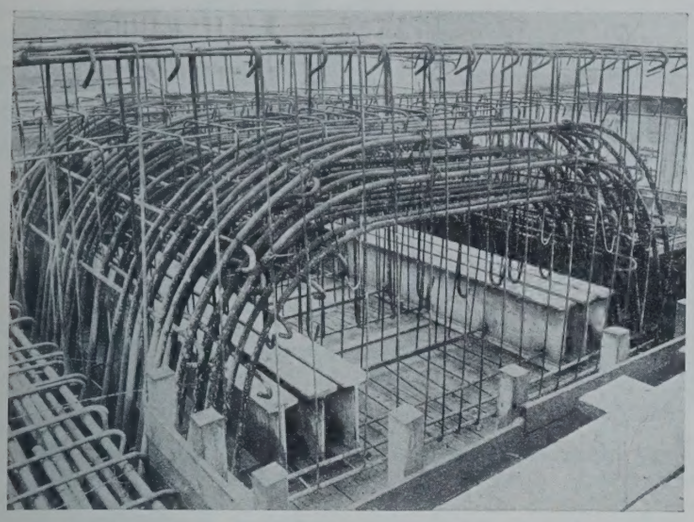


Abb. 22. Bewehrung über den Ankerkammern des linken und rechten Ankerpfeilers.

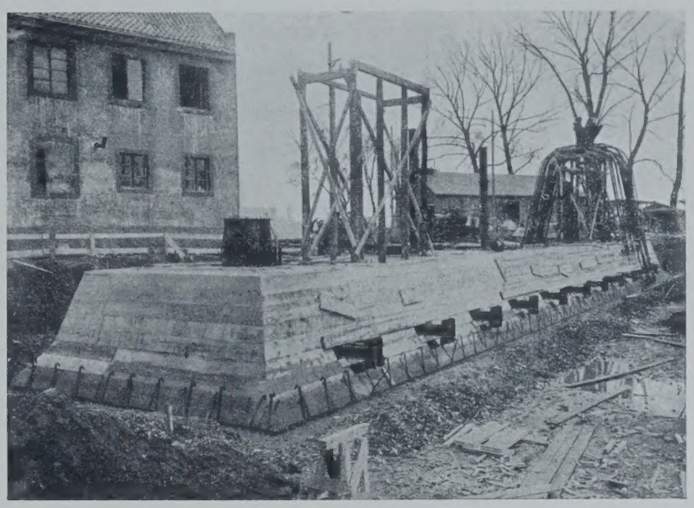


Abb. 24. Linker Ankerpfeiler; innere Senkkastenschalung mit dem Querbalken für den späteren Füllkörper des Arbeitsraumes.

genommen ist, beträgt die Länge des Fundaments auf der Kölner Seite 40 m und auf der Mülheimer Seite 37 m. Die Gründungstiefe liegt beim Kölner Verankerungspfeiler auf + 31,0 und beim Mülheimer Verankerungspfeiler auf + 32,30, d. h. noch 6,8 bzw. 5,5 m unter Mittelwasser und 13,7 bezw. 12,4 m unter Hochwasser.

Bei diesen Abmessungen und den ungünstigsten Belastungen beträgt die geringste Bodenpressung unter dem Einfluß von Hochwasser, Wind und größtem Ankerzug 0,23 kg/cm² und die größte Bodenpressung unter dem Einfluß von Niederwasser, Wind, Schrägstellung der Ankerpendel und kleinstem Ankerzug (d. h. Null bei belasteter Seitenöffnung) 2,123 kg/cm².

Was nun die Einzelheiten der Verankerung des Versteifungsträgers in dem Verankerungspfeiler betrifft, so wird die Zugkraft des Verankerungspfeilers durch ein lotrechtes, gelenkig gelagertes, eisernes Pendel der Ankerkammer zugeleitet, welches in dem Fundament des Ankerpfeilers unmittelbar oberhalb der Decke des zur Verwendung gelangten Senkkastens angeordnet ist. Die Ausbildung des eisernen Ankerpendels geht aus der späteren Beschreibung der Einzelheiten der Eisenkonstruktion hervor. In diesem Zusammenhang sei nur erwähnt, daß am Ende der beiden Pendel eines Verankerungspfeilers in jeder der beiden Ankerkammern sich zwei große eiserne Querhäupter befinden, die als Blechträger konstruiert sind; sie geben die Zugkraft eines Versteifungsträgers an sechs eiserne Deckenträger I 55 ab, die ihrerseits den Druck auf den darüber gelagerten Eisenbeton vermitteln. Die zahlreichen, 18,50 m langen Bewehrungseisen von 40 mm Durchm. umspannen die I-Träger ohne Stoß und bilden gleichsam Bügel, durch welche die unteren Konstruktionsteile des Ankerpendels durchgesteckt sind (vgl. Abb. 22). Die Bügel reichen bis zur Schneide des Senkkastens und sind mit ihm zu einem einheitlichen Ganzen verbunden. Der Senkkasten war während des Baues zur anstandslosen Gründung eines jeden der beiden Verankerungspfeiler notwendig; er kann im Zusammenhang mit den Ankerpendeln im endgültigen Zustande als Eisenbetonbehälter aufgefaßt werden, der an zwei Punkten im Abstande der Hauptträgerentfernung von 22,2 m aufgehängt ist. Die eisernen Bügel der zwei Ankerkammern verteilen sich auf 2 × 3,90 m und stellen einen Teil der Bewehrung der Längswände des Senkkastens dar, die unter sich durch Querwände versteift sind. Außerdem sind Diagonalwände eingezogen, um Verwindungen des

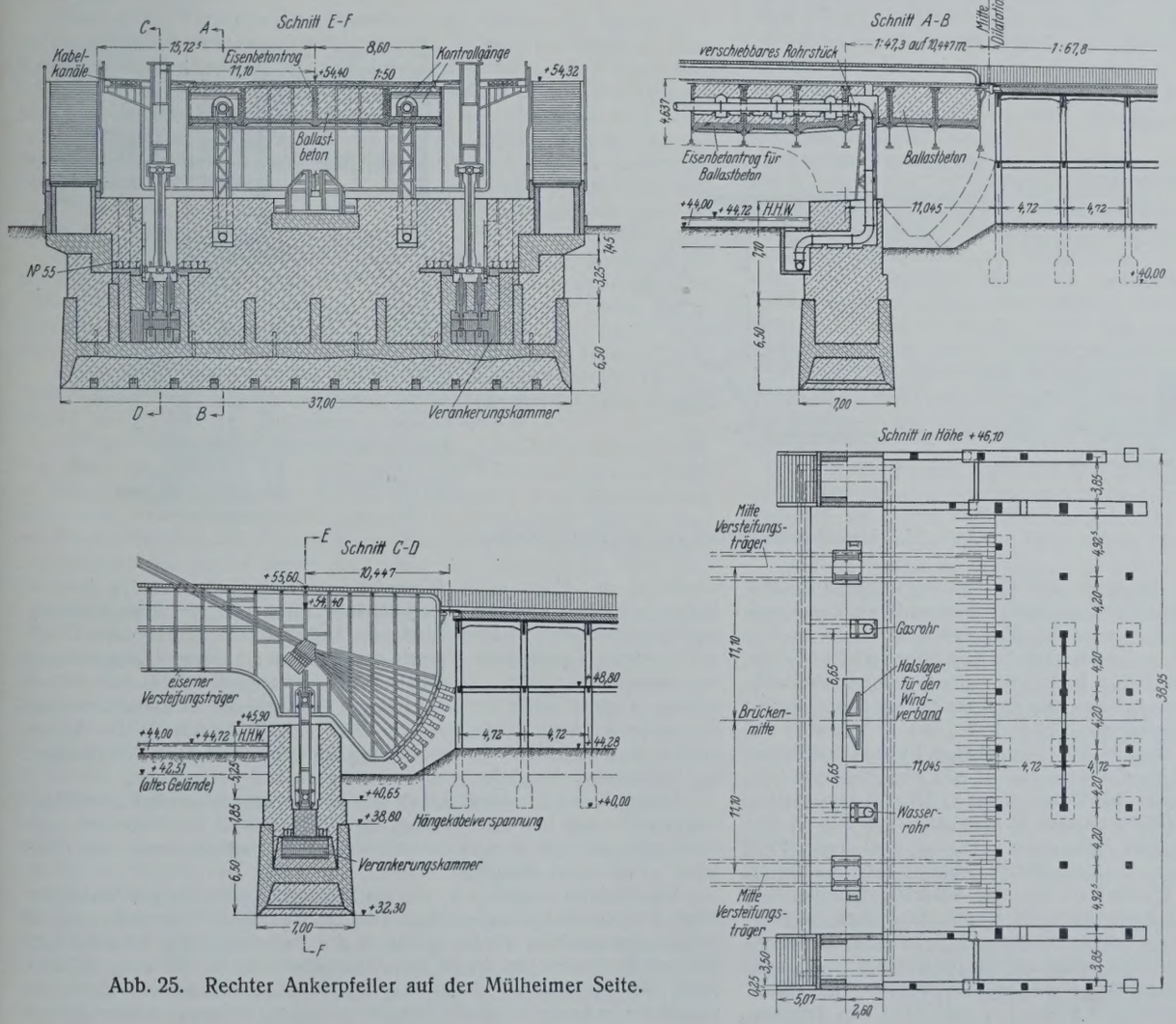


Abb. 25. Rechter Ankerpfeiler auf der Mülheimer Seite.

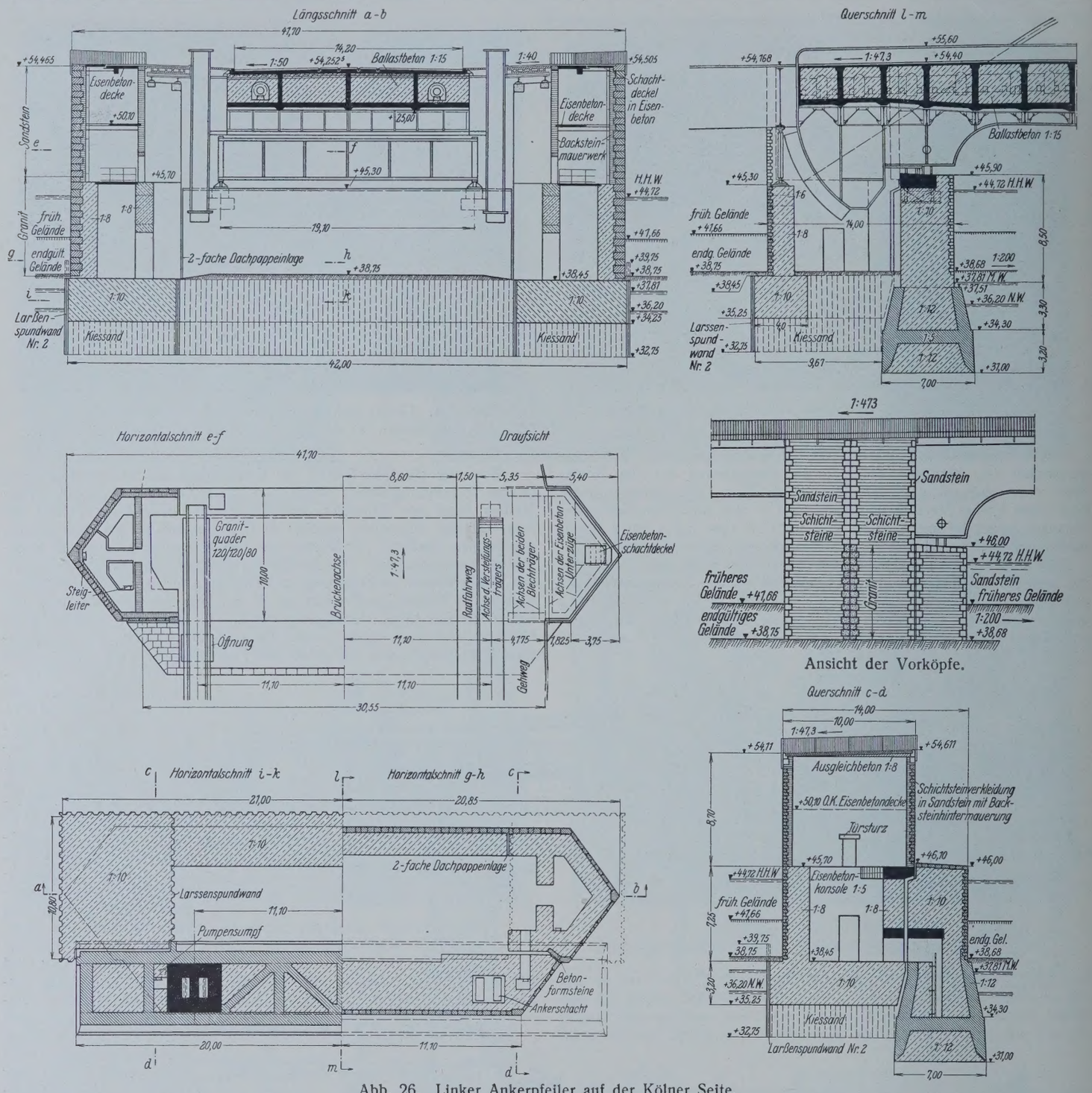


Abb. 26. Linker Ankerpfeiler auf der Kölner Seite.

Senkkastens sowohl während des Absenkens als im endgültigen Zustande zu verhindern. Sämtliche Wände des Senkkastens sind stark mit Rundeisen bewehrt. Die Einzelheiten gehen aus Abb. 23 hervor.

Der Senkkasten besteht in der Hauptsache aus Eisenbeton 1 : 6, die hoch beanspruchten Teile aus Beton 1 : 5. Die Ballastkammern oberhalb der Caissondecke und der Arbeitsraum des Senkkastens sind mit Beton 1 : 12 gefüllt, die Ankerkammern mit Beton 1 : 7 bzw. 1 : 5 bzw. 1 : 4. Das aufgehende Mauerwerk besteht aus Stampfbeton 1 : 10. Der Beton des Arbeitsraumes unterhalb der Caissondecke ist mit zum Pfeilergewicht herangezogen und durch eiserne Querbalken (zwei ⊏ 22) mit dem Pfeiler fest verbunden. Diese Querbalken wurden in Abständen von 3 m in die Schneide des Caissons eingelegt bzw. darin verankert und gegen Verrosten durch Umhüllen mit Beton 1 : 5 geschützt. Abb. 24 zeigt die innere Senkkastenschalung mit den Querbalken und eine Ankerbügelgruppe.

Der Ausbetonierung der Ankerkammern wurde besondere Sorgfalt gewidmet, um ein nachträgliches Rosten der eisernen Teile auszuschließen. Dies geschah dadurch, daß die Betonmischung ziemlich fett gewählt und dem Beton das Dichtungsmittel Sika 1 beigemischt wurde. Unter den Blechträgern befindet sich druckfester Beton 1 : 7 und über den Trägern, soweit er mit Hand unter Wasserhaltung eingebracht werden konnte, Beton 1 : 5. Der schließlich verbleibende Hohlraum der Ankerkammern wurde mit Mörtel 1 : 4 ähnlich wie die Auflager einer Brücke unter Druck mit Standrohr ausgegossen, danach der Beton in die für die Durchsteckung der unteren Ankerteile vorgesehenen Aussparungen (zwei für jede Ankerkammer in einer Größe von 0,60/1,75 m) eingestampft. Das Ausbetonieren der Ankerkammern wurde etwa ein Jahr nach Fertigstellung des Ankerpfeilers vorgenommen. Es bestand das Bedürfnis, erst nach der Montage der Hängekabel das Ankerpendel einzubauen und auszurichten.

Infolge dieser Umstände ergab sich die Notwendigkeit, behelfsmäßige, waagerechte und lotrechte Zugänge bzw. Schächte zu den Ankerkammern anzulegen, die später nach Ausbetonierung der Ankerkammern mit Füllbeton geschlossen wurden.

Da damit zu rechnen war, daß der Senkkasten während des Absenkens durch im Untergrund angetroffene Hindernisse kleine Verschiebungen in seiner Lage erleiden würde, wurde in der Bemessung der erforderlichen Betonaussparungen sowohl für das Ankerpendel als für die unteren Querträger ein Spielraum bis zu 25 cm gelassen, und es wurden die Folgen der exzentrischen Lagerung auf die Beanspruchung der einzelnen Konstruktions-

teile statisch genau untersucht. Bei der Ausführung ist es gelungen, die beiden Senkkasten sowohl der Höhe als der Lage nach nahezu haarscharf an die gewünschte Stelle zu bekommen. Zusätzliche Nebenspannungen treten also in der Verankerung nicht auf.

Um zusätzliche Beanspruchungen der Ankerpendel durch Windkräfte quer zur Brücke auszuschließen, ist an jedem Verankerungspfeiler in Brückenachse auf Höhe + 46,0 je ein eisernes Halslager angebracht und durch Schraubenbolzen fest mit dem Pfeilerschaft verbunden (vgl. Abb. 23). Der in Pfeilerachse befindliche Hauptquerträger *O* der Hängebrücke legt sich mittels einer Scheibe bei Wind an dieses Lager an, das nun die entstehenden Seitenkräfte in Höhe von 56 t bei unbelasteter Brücke und 43 t bei belasteter Brücke unmittelbar dem Pfeilerschaft zuführt.

Während der Pfeilerschaft des rechten Ankerpfeilers östlich der Mülheimer Freiheit (vgl. Abb. 25) in einer Stärke von 5,2 m etwa 2 m über die zukünftige Straßenhöhe + 44,0 hinausragt und an seinen beiden Enden nur der Anlage je eines Treppenaufganges zur Brückenrampe Unterstützung zu bieten hat, mußte der Verankerungspfeiler auf Kölner Seite eine ganz andere, vielgestaltigere Ausbildung erhalten.

Der Verankerungspfeiler kommt dort in das Flutgelände des Rheins zu stehen. Auf seiner Westseite schließen sich an die Hängebrücke weitere Flutbrücken an, und die unmittelbar an die Hängebrücke anstoßende Brückenöffnung bedarf eines besonderen Stützpunktes. Da die Auflagerung der Flutbrücke am äußeren Ende der Hauptbrücke wegen der damit verbundenen unsymmetrischen Belastung derselben nicht zweckmäßig erschien, wurde ein besonderer Stützpfeiler erforderlich, der mit dem Verankerungspfeiler der Hängebrücke zu einem Bauwerk vereinigt wurde.

Dieses Bauwerk (vgl. Abb. 23 u. 26) nahm einen besonderen Umfang dadurch an, daß die Stützpunkte für die beiden Hauptträger der Flutbrücke (gegenseitiger Abstand 19,10 m) wegen des über den Gelenkpunkt (Knoten *O*) des Ankerpendels hinausragenden Endes des Versteifungsträgers der Hängebrücke in einer Entfernung von 11 m auswärts des Ankerpendels zu errichten waren. Zwei Pfeiler in solch engem Achsabstand nebeneinander im Hochwasserprofil des Rheins waren wegen der möglichen Versetzungen durch Eis, Baumstämme u. dgl. nicht denkbar. Man war vielmehr genötigt, die beiden Pfeiler zu einem Bauwerk zusammenzuschließen und es stromab und stromauf mit Vorköpfen zu versehen.

Aus diesen Verhältnissen erklärt sich die Breite des Kölner Verankerungspfeilers von 14 m. Da das frühere Gelände zur Schaffung eines besseren Hochwasserdurchflusses um 2,90 m, d. h. auf + 38,75 abgegraben wird, taucht der Pfeiler bei höchstem Hochwasser 6 m ein. Die Vorköpfe sind auf eine Breite von 10 m bis zur Höhe der Brückengehwege senkrecht hochgeführt. Die dadurch gewonnene Pfeilerhöhe über Gelände von 15,75 m sichert ein architektonisch günstiges Verhältnis zur Pfeilerbreite, außerdem wird durch den Vorbau des Pfeilervorkopfes das über die Verankerung vorkragende Ende des Versteifungsträgers, das die Seilköpfe der Stahlkabel aufnimmt, dem Auge des Beschauers entzogen.

Das Pfeilerteil, unmittelbar am Ankerpendel der Hängebrücke, bleibt auf Höhe + 46,0 liegen und springt in Grundriß und Ansicht um seine Stärke von 4 m mit stromab und stromauf abgeschrägten Enden gegenüber dem sonstigen Pfeiler vor. Der landseitige Pfeilerteil, der die Auflager für die anschließende Flutbrücke aufnimmt, reicht bis Höhe + 45,30.

Dieser Pfeilerteil sowie die beiden Pfeilervorköpfe weichen in ihrer Gründungsart von dem eigentlichen Verankerungspfeiler der Hängebrücke ab.

Bei den auftretenden Belastungen genügte eine Gründungstiefe etwa 1 m unter Niederwasser, d. h. auf + 35,25. Die Gründung geschah daher in offener Baugrube zwischen eisernen Spundwänden unter Wasserhaltung mit Beton. Die Spundwände Larssenprofil II reichen noch 2,50 m unter die Fundamentsohle und sichern, da sie 6 m unter der künftigen Geländehöhe liegen, den Pfeiler gegen die Gefahr des Unterspülens durch Auskolkungen.

Die Fundamentplatte unter dem Vorkopf stromauf und stromab hat eine Größe von 10,80/8,40 m bei einer Stärke von 3,20 m. Sie ist für sich umspundet worden, da an diesen beiden Stellen die Angriffe des Wassers bekanntlich am stärksten sind. Das Fundament unter dem Auflager der Flutbrücke hat eine Länge von 25,2 m bei einer Breite von 4 m und einer Stärke von 3,20 m. Der Pfeilerschaft über dem letzteren Fundament ist 2 m stark. Die Granitauflager der Flutbrücke haben eine Größe von 1,2 × 1,2 × 0,8 m. Die vier für sich gegründeten Bauwerkteile sind durch Dehnungsfugen voneinander getrennt, so daß jeder Teil unter seiner verschiedenen Belastung Bewegungsfreiheit hat und Risse im Mauerwerk vermieden werden. Die Vorköpfe sind nicht voll ausbetoniert, sondern als Wände von 1,60 m bzw. 0,66 m hochgeführt.

Die dadurch entstehenden Räume und diejenigen unter dem Versteifungsträger der Hängebrücke sind durch Steigleitern, die im Innern des Vorkopfes angebracht sind, zugänglich gemacht. Die Einsteigöffnung in Größe von 1,60/1,60 m befindet sich auf der Höhe des Brückengehweges + 54,50 an der Spitze des jeweiligen Vorkopfes. Türaussparungen in den Wänden und sonstige Zugänge mit Geländer sind vorgesehen. Jeder Vorkopf ist durch eine Eisenbetonplatte mit Eisenbetonunterzügen abgedeckt und mit eisernem Geländer versehen.

Die beiderseitigen Gehwege werden über dem 10 m breiten Pfeilerschaft des Verankerungspfeilers durch besondere eiserne Träger I 40 in gegenseitigem Abstande von 2 m über den Hohlraum des Pfeilers weggeführt. Die Trennungsfuge der Hängebrücke befindet sich an dem einen Ende und die der Flutbrücke am anderen Ende dieser Träger.

Die Ansichtflächen des Pfeilers sind mit Ausnahme der Vorkopfspitzensteine, die bis Hochwasserhöhe aus scharriertem Granit bestehen, mit Pfälzer Sandsteinen verkleidet, und zwar haben sämtliche Ecksteine von 50 cm Schichtenhöhe scharrierte Bearbeitung, während die übrigen Pfeilerflächen durch bruchrauhe Steine mit halber Schichtenhöhe in unregelmäßigem Verband verkleidet sind.

Die über die Brücke wegzuführenden großkalibrigen Gas- und Wasserrohre von 60 cm Durchm. gehen durch den Ballastbeton des Versteifungsträgers über den linken Verankerungspfeiler hinweg zu den anschließenden Flutbrücken. Am rechten Verankerungspfeiler dagegen müssen die Rohre zur Mülheimer Freiheit herabgeführt werden. Zu diesem Zweck befinden sich im gegenseitigen Abstande von 13,3 m zwei auf dem Verankerungspfeiler errichtete eiserne Gerüstböcke, die die beiden Krümmer festhalten (vgl. Abb. 25). Zur Aufnahme der durch die verschiedenen Temperaturen und Belastungen hervorgerufenen ständigen Bewegungen der Hängebrücke in der Längsrichtung ist kurz vor dem Krümmer ein Teleskoprohr eingeschaltet.

Überbau der Hauptbrücke.

1. Kabel, Kabelschellen und Hängestangen.

Die Tragkabel. Für die Wahl der Tragkabel standen zwei Systeme zur Verfügung, das amerikanische mit unverseilten und das europäische mit verseilten Drähten. Bei den amerikanischen Hängebrücken sind die Tragkabel aus einfachen Drahtbündeln zusammengesetzt, die auf der Baustelle selbst, hoch in der Luft, aus unverseilten, parallel nebeneinandergelegten Drähten hergestellt werden. Paralleldrahtbündel können nämlich nicht fertig angeliefert werden, da sie sich ohne Verschiebung der Drähte gegeneinander nicht biegen, beispielsweise nicht über die Pylonensättel legen lassen. Sie müssen auf der Baustelle gleich in der Lage hergestellt werden, die sie im fertigen Kabel haben sollen. Dagegen hat der europäische Brückenbau von jeher verseilten Traggliedern den Vorzug gegeben, die auf geeigneten Maschinen in der Fabrik gebrauchsfertig hergestellt werden. Die Herstellung der Drahtseile auf den zu großer Vollkommenheit ausgebildeten Verseilmaschinen sichert eine außerordentliche Gleichmäßigkeit der Seile untereinander, sowohl in der Festigkeit als auch in den Dehnungsverhältnissen.

Für die Verwendung von Drahtseilen sprach auch die Erleichterung der Montage und die Verkürzung der Montagedauer. Die Fabrikation der Seile vollzieht sich in der Fabrik, sie können schon bei der Vollendung der Pylonen zum Zusammenbau bereitstehen, während mit der Herstellung von Drahtbündeln erst nach Vollendung der Pylonen begonnen werden kann. Der Zeitgewinn beträgt im vorliegenden Falle mehrere Monate. Der Transport der Seile von der Fabrik zur Baustelle macht keine Schwierigkeiten. Sie sind so biegsam, daß man sie in der üblichen Weise auf Haspel aufwickeln und auf einem besonderen Haspelwagen an die Baustelle befördern kann. Die Abmessungen der Haspel müssen natürlich in den durch das Profil der Straßenunterführungen bedingten Grenzen gehalten werden, was bei den Köln-Mülheimer Brückenseilen ohne weiteres ausführbar war.

Die Wahl fiel auf Seile der sog. verschlossenen Konstruktion, die die für den vorliegenden Fall geforderten Eigenschaften in höherem Maße aufweisen als andere Seilarten. Die bei kürzeren Spannweiten gemachten Erfahrungen konnten hierbei Verwendung finden.

Als ein besonderer Vorzug dieser Seile muß der dichte Abschluß des Seilinneren gelten. Da bei der Fabrikation auch die winzigen Fugen zwischen den einzelnen Drähten und Drahtlagen mit Mennige ausgefüllt werden, kann keine Feuchtigkeit von außen in das Seilinnere eindringen. Rostwirkungen könnten nur von der Oberfläche ausgehen, und dort können sie mit denselben Mitteln verhindert werden wie bei jeder Eisenkonstruktion. Im vorliegenden Falle wurde ein Anstrich aus mexikanischem Petrol-Asphalt gewählt, der, mit Kristallöl flüssig aufgetragen, schon nach sehr kurzer Zeit einen widerstandsfähigen und doch sehr elastischen Anstrich lieferte und bei den im Kabel vorliegenden Verhältnissen von einer praktisch fast unbegrenzten Lebensdauer ist. Der Asphalt ist vollständig säurefrei und ist seit Jahren in der Industrie elektrischer Kabel erprobt worden. Der Anstrich wurde bei der Seilmontage noch — soweit notwendig — ausgebessert, so daß jedes Seil einen geschlossenen Asphaltüberzug besitzt.

Dehnungsversuche mit einem derart angestrichenen Seilstück ergaben eine sehr große Elastizität des Asphaltanstriches, der auch den größten Dehnungen ohne Beschädigung zu folgen vermochte.

Seilquerschnitt. Steht die Kabelkraft fest, so ergibt sich die erforderliche Festigkeit der einzelnen Seile, sobald die Anzahl der Seile

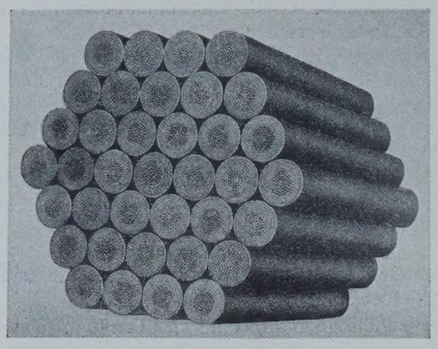


Abb. 27. Aufbau des Tragkabels.

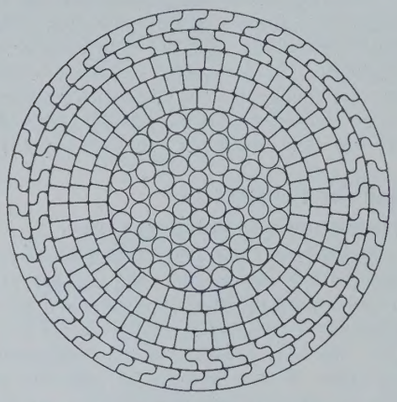


Abb. 28. Aufbau des Einzelseiles.

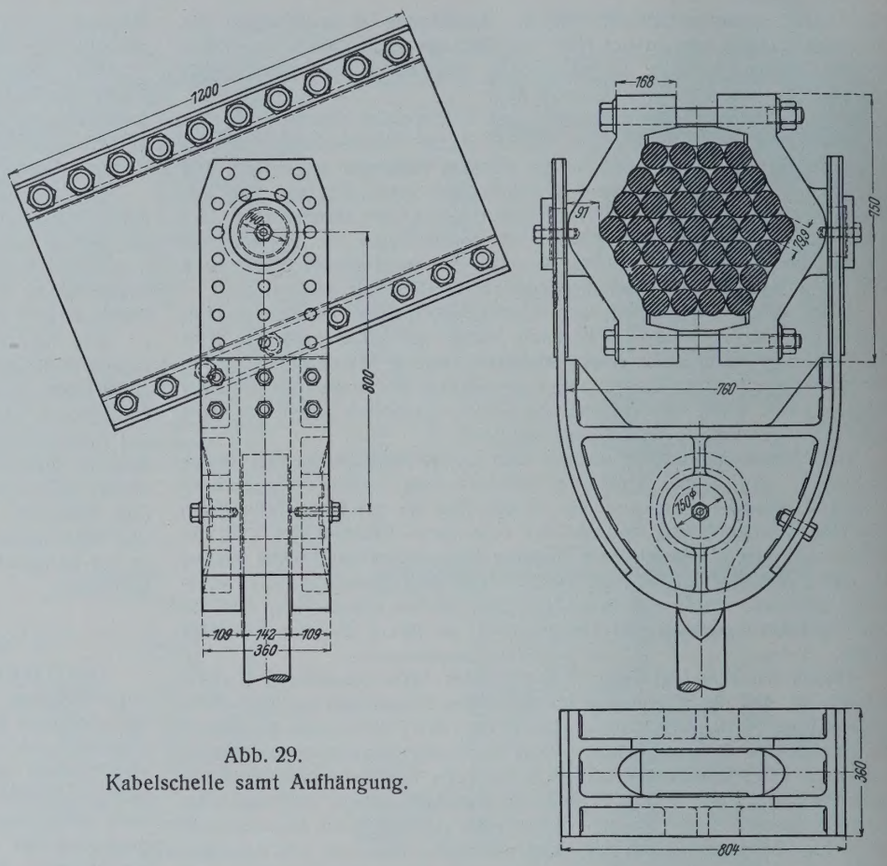


Abb. 29.
Kabelschelle samt Aufhängung.

bestimmt ist, aus denen das Kabel zusammengesetzt werden soll. In einem normal aufgebauten Kabel folgt diese Zahl einer feststehenden Regel. Um das in der Mitte liegende Seil schließt sich eine Lage von 6 Seilen. Die folgende Lage enthält 12, die dritte 18, die vierte 24 Seile. Jede neue Lage enthält also 6 Seile mehr als die vorhergehende. Ein solches normal aufgebautes Kabel in Sechseckform kann sich somit aus insgesamt 7, aus 19, aus 37 oder aus 61 Seilen zusammensetzen. Im vorliegenden Falle wurde ein Aufbau aus 37 Seilen gewählt, als der den Verhältnissen am besten entsprechende (vgl. Abb. 27). Die Höchstbelastung der einzelnen Seile beträgt rd. 218 t. Die Seile waren von vornherein in einer Länge angefertigt worden, die es gestattete, ein 3,25 m langes Stück von jedem Seil zu Prüfzwecken zur Verfügung zu stellen. Hiervon wählte der Vertreter der Stadt 10 Seilstücke aus, die auf der Maschine zerrissen wurden. Die mittlere Zerreißfestigkeit aus den 10 Proben betrug 592 t.

Für den inneren Aufbau der Seile war der Entschluß der herstellenden Firma entscheidend, die Seile, trotz ihrer Länge von 550 m, ohne Lötstellen in den Drähten herzustellen. Dazu bedurfte es der Anpassung der Drahtquerschnitte an die Leistungsfähigkeit der Drahtwalzwerke, d. h. das Gewicht der Walzdrahtringe durfte 100 kg nicht überschreiten. Es war also notwendig, die Drahtquerschnitte, besonders der für den Zusammenhalt der Seile wichtigen Profildrähte der äußeren Lagen, auf etwa 20 mm² zu beschränken, was sich auch beim Verseilen als ausreichend erwiesen hat.

So ergab sich der nachstehende Seilaufbau (Abb. 28).

a) 1 Herzdraht 4,7 mm Durchm. aus sehr weichem Material und im Querschnitt nicht mitgerechnet.

b) 60 Runddrähte je 4,2 mm Durchm. (4 Lagen zu 6, 12, 18, 24 Drähten)
$\sigma_B = 145$ bis 150 kg/mm² $F = 830$ mm²

c) 129 Keildrähte je 4,2 mm hoch (3 Lagen zu 36, 43, 50 Drähten)
$\sigma_B = 140$ bis 145 kg/mm² $F = 1800$ mm²

d) 87 Profildrähte je 4,1 mm hoch (2 Lagen zu 41, 46 Drähten)
$\sigma_B = 135$ kg/mm² $F = 1625$ mm²

Rechnerischer Gesamtquerschnitt 4255 mm²
Rechnerische Bruchfestigkeit 604 t
(= Summe der Festigkeiten der Einzeldrähte)
Tatsächliche Bruchfestigkeit 592 t
Seildurchmesser rd. 80 mm
Seilgewicht rd. 36,7 kg/m.

Kabelschellen. Die Anordnung ist in Abb. 29 dargestellt. Zwischen zwei zur senkrechten Mittelebene symmetrisch angeordneten Schellenhälften aus Stahlguß sind oben und unten doppelkeilartige, an den Anlageflächen der Seile mit Rillen versehene Druckstücke eingesetzt, die beim Zusammenpressen der Schellenhälften infolge der Keilwirkung von oben und unten in senkrechter Richtung auf das Seilbündel drücken. Da die Seile im Bündel in waagerechten Reihen liegen, kann der auf Ober- und Unterseite ausgeübte Druck sich gleichmäßiger über den Querschnitt verteilen als der unmittelbar waagerecht wirkende Druck der Schellenhälften. Durch die Keilwirkung wird die Pressung erhöht und durch die in den Keilflächen wirkende Reibung das Lockern der Schellenverbindung behindert. Die Schellenhälften tragen je einen Zapfen, an den die Hängestäbe mit Flachbändern, die ihrerseits ein segmentartiges Stahlgußstück mit einem Augenlager tragen, angreifen.

Die beiden Schellenhälften werden durch Verbindungsbolzen zusammengehalten. Entsprechend dem aus dem seitlichen Angriff der Flachbänder sich ergebenden Biegungsmoment sind die Bolzen im oberen Flansch stärker bemessen als im unteren.

Die Seilrillen in den Schellen und in den Druckkeilen sind wegen der in den Schellen vorhandenen Ablenkung der Kabelachse gekrümmt ausgeführt. Die Pfeilhöhe der Seilkrümmung innerhalb der 1,2 m langen Schelle beträgt etwa 5 mm. Die Rillen sind nicht bearbeitet, damit die rauhe Gußhaut zur Vergrößerung der Reibung bestehen bleibt. Sie sind besonders sorgfältig eingeformt und wurden nach dem Abgießen mit Schablonen nachgemessen. Alle groben Unebenheiten, die das Anliegen der Seile an der Schellenwandung beeinträchtigen konnten, wurden durch Nachschleifen entfernt und geglättet.

Bei der rechnerischen Untersuchung des auf die Schellenwandung wirkenden Reibungsdruckes wurde die Annahme gemacht, daß auf Ober- und Unterseite des Kabelbündels ein Druck ausgeübt wird, der sich durch die Berührungslinien der Seile über den Querschnitt fortpflanzt (vgl. Abb. 30a).

An einem Seil der oberen, äußeren Reihe greifen dann die Druckkräfte $\frac{D}{2} + 2D' = 1{,}08\,D$ an, wobei $D' = \frac{D}{4 \cdot \cos 30°}$; damit konnte für die am Umfang eines solchen Einzelseiles wirkende Reibungskraft gesetzt werden: $R_K = 1{,}08\,\varphi_K\,D$. An dem in der Mitte des ganzen Bündels liegenden Seil greifen die Druckkräfte $4D' = 1{,}15\,D$ an. Die am Umfang dieses Seiles wirkende Reibungskraft wird danach um ein geringes höher liegen als bei den äußeren Seilen. Betrachtet man nun die am ganzen Bündel wirkenden Druckkräfte, und nimmt man an, daß der von den Schellenhälften unmittelbar ausgeübte waagerechte Druck D_H nur so weit wirksam ist, als er das Ausweichen der mittleren Seillage verhindert (Abb. 30b), so erhält man aus der Zusammenzählung der am äußeren Umfang des Kabelbündels wirkenden Druckkräfte: $4D + 2D_H$, wobei

$D_H = 2 \cdot \frac{3}{4} \cdot D \cdot \operatorname{tg} 30° = 0{,}866\, D$. Es ist also die im ganzen Umfang des Kabelbündels wirkende Reibungskraft: $R_S = 5{,}73\, \varphi_S D$; nimmt man zunächst die Reibungsziffer zwischen den Seilen und den Schellenwandungen und diejenige zwischen den Seilen unter sich gleich groß an, so ergibt sich, daß der wirksame Reibungsdruck etwa $\frac{5{,}73}{1{,}08} \approx 5{,}3$ mal so groß ist als der auf ein einzelnes Seil wirkende Druck.

Um die Größe der Reibungsziffer zu bestimmen und um hieraus die erforderliche Vorspannung der Kabelschellen zu ermitteln, wurden mit einer Probeschelle und 37 je etwa 3 m langen Seilstücken unter einer Druckwasserpresse in der Werkstatt Gleitversuche vorgenommen. Hierbei war es indessen nicht durchführbar, das ganze Seilbündel aus der Schelle herauszuziehen, und es wurden daher unter verschieden starken Pressungen der Schelle einzelne Seile, von denen eins am äußeren Umfang, eins in der Mitte des Bündels lag, herausgezogen. Dabei wurde die erforderliche Zugkraft durch Manometermessungen bestimmt. Durch die oben angegebene theoretisch ermittelte Beziehung zwischen der Pressung des Einzelseiles und derjenigen des Seilbündels konnten daraus Rückschlüsse auf die Reibung des Seilbündels in der Schelle gezogen werden.

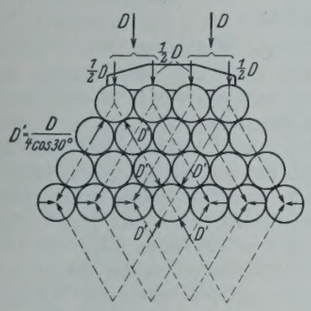


Abb. 30a.

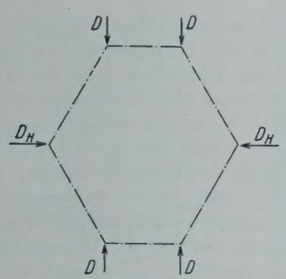


Abb. 30b.

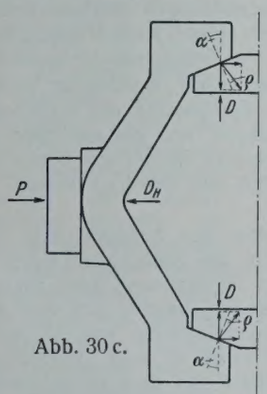


Abb. 30c.

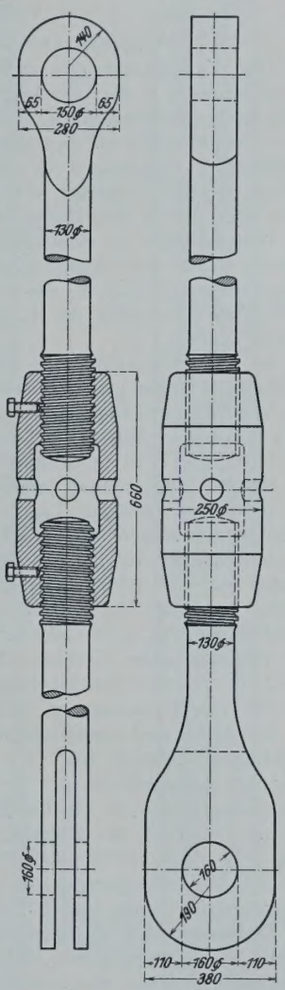


Abb. 31. Einzelheiten der Hängestangen.

Die Versuche ließen zunächst erkennen, daß die Reibung der Seile in der mittleren waagerechten Reihe wesentlich größer war als diejenige unmittelbar unter den Druckkeilen. Dies ließ darauf schließen, daß der Druck nicht, wie die Rechnung voraussetzte, durch die Druckkeile allein auf das Bündel übertragen wurde, sondern zum großen Teil von den Schellenhälften unmittelbar auf die waagerechten Seillagen wirkte. Bei der Ausführung wurde dies dadurch vermieden, daß die Schelle mit Rücksicht auf ihre Verbiegung und die Formänderung des Seilbündels so verzerrt wurde, daß die waagerechte Diagonale einige Millimeter länger war als die anderen Diagonalen, so daß der Druck nun im wesentlichen durch die Druckkeile übertragen wird. Die Versuche ergaben eine scheinbare Reibungsziffer zwischen Seil und Schellenwandung von $\varphi = 0{,}1$, während diejenige zwischen Seil und Seil sich zu etwa $\varphi = 0{,}15$ ergab. Im Vergleich mit den Ergebnissen amerikanischer Versuche über die Schellenreibung erscheinen diese Werte niedrig. So gibt Schachenmeier in einem Bericht über die Delaware-Brücke die durch Versuche ermittelte Reibungsziffer zu $\varphi = 0{,}3$ an. Es ist zu berücksichtigen, daß die amerikanischen Kabel aus Parallelrunddrähten bestanden, die sich in der Querrichtung stark zusammendrücken lassen, so daß das Kabel zu beiden Seiten der Schelle etwas dicker ist als unter der Schelle selbst. Daher tritt einer Verschiebung der letzteren außer der Reibung auch noch eine Keilwirkung entgegen. Demgegenüber sind die verschlossenen Kabel der Rheinbrücke Köln—Mülheim schon durch die Art ihrer Herstellung sehr fest, also nur wenig zusammendrückbar und außerdem an der Oberfläche sehr glatt. Auch durch die Abrundung der Rillenenden tritt ein Eindrücken der Kanten in die Kabel nicht auf.

Es erschien unbedenklich, für die Bestimmung des erforderlichen Pressendruckes mit einer Reibungsziffer von 0,12 zu rechnen. Damit ergibt sich für die am Umfang des Kabelbündels wirkende Reibungskraft der Wert: $R_s = 5{,}73 \cdot 0{,}12\, D = 0{,}688\, D$, und hieraus konnte bei gegebener Reibungskraft auf den notwendigen Druck D geschlossen werden. Es ist dann nämlich: $D = 1{,}45\, R_s$. Dieser Druck wird durch die Keilwirkung der oberen und unteren Druckplatte beim Zusammenpressen der beiden Schellenhälften erzeugt. Für den notwendigen Pressendruck kann man angenähert setzen (vgl. Abb. 30c): $P = 2D(\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{tg}\varrho) + D_H$. Bei einem Keilneigungswinkel $\operatorname{tg}\alpha = \frac{1}{5}$ einer Keilreibung $\operatorname{tg}\varrho = \frac{1}{7}$ und $D_H = 0{,}866\, D$ ergibt sich $P = 1{,}55 \cdot D = 1{,}55 \cdot 1{,}45 \cdot R_S = 2{,}25\, R_S$. Die Sicherheitszahl gegen das Abgleiten der Schelle am Kabel wurde zu $n = 1{,}5$ angenommen. Wird mit K die Seitenkraft des Hängestangenzuges in der Richtung der Kabelachse bezeichnet, so ist der erforderliche Pressendruck $P = 1{,}5 \cdot 2{,}25\, K = 3{,}375\, K$. Beispielsweise ergibt sich für die Schelle neben dem Pylon $P = 280$ t.

Hängestangen. Die Hängestangen, die die Verbindung des Tragkabels mit dem Versteifungsträger vermitteln, sind Rundstäbe aus geschmiedetem Stahl von 130 mm Durchm. mit Spannschloßverbindungen, die zur genauen Einstellung der Länge beim Einbau verwendet werden (Abb. 31). Sie enden beiderseits in geschmiedeten und bearbeiteten Köpfen mit Augenlagern. Die Gewinde sind nicht in den Querschnitt eingeschnitten, sondern durch entsprechende Verdickung des Schaftes aufgesetzt, um den Stabquerschnitt nicht größer erscheinen zu lassen als notwendig. Die Gewinde haben einseitig trapezförmigen Querschnitt mit rechtwinklig zur Stabachse liegender Druckfläche, eine Anordnung, die hinsichtlich der Übertragung der Kräfte am zweckmäßigsten ist. Die Berechnung der einzelnen Teile der Hängestangen geschah für eine größte Zugkraft max $V = 218{,}1$ t; die Länge zwischen den Augen beträgt bei der längsten Hängestange 32,52 m, bei der kürzesten 2,18 m. Bei den in Brückenmitte liegenden kurzen Hängestangen ist jeweilig ein Spannschloß in der Mitte angeordnet, bei allen übrigen Hängenstangen (Knoten 9—18) sind, um die mit den Augen versehenen Enden innerhalb bestimmter Grenzlängen zu halten, zwei Spannschlösser (je eins oben und unten) angeordnet. Bei den ganz langen Hängestangen (Knoten 9—12) wurde in der Mitte noch ein drittes Spannschloß eingeschaltet. Die größte Länge der einzelnen Rundstäbe mit beiderseitigem Gewinde beträgt rd. 14,8 m. Alle Teile der Hängestangen sind aus Schmiedestahl hergestellt.

2. Pylonen.

Die Höhe der Portalpfosten beträgt vom Lagergelenkpunkt auf dem Uferpfeiler bis zum Knickpunkte der Kabelachse 50,4 m. Jeder der vier Pfosten überträgt an ständiger Last und Verkehrslast einschließlich Stoßzuschlag einen Druck von 6743 t. Im Gegensatze zu den Turmpfeilern der bekannten amerikanischen Hängebrücken sind hier die Portalstützen pendelnd gelagert, um Biegungsmomente der Pfosten in der Hauptträgerebene und wechselnde Beanspruchung des Baugrundes durch solche Biegungsmomente möglichst zu vermeiden.

In der Brückenachse gesehen, verbreitern sich die Pylonenpfosten von 2,600 m am Fuß auf 3,188 m am Kopf, während sie sich in der Brückenansicht von 3,500 auf 3,000 m verjüngen. Bemerkenswert sind die Portale insbesondere durch die Form der Querverbindungen, die nur aus einem 5 m hohen, parallelgurtigen, nahe den Pylonenköpfen an die Pfosten angeschlossenen Riegel bestehen. Auf diesen Riegel ist ein Stabeisengeländer aufgesetzt, das den harten oberen Abschluß mildert, aber zugleich auch das Begehen der durch das Innere der Pfosten zugänglichen Gurtfläche ermöglicht.

Die Pylonenpfosten sind in der Portalebene mit dem Riegel biegungsfest verbunden und an den Fußpunkten frei drehbar gelagert. Da diese Auflagerung für den Verlauf der inneren Kräfte bei waagerechter Querbelastung der Brücke und für die seitliche Stabilität des ganzen Portalrahmens nicht gerade günstig ist, hätte es nahegelegen, die Stützlager nicht als Punkt-, sondern als Linienkipplager auszuführen, um auch am Fuß eine gewisse Einspannung der Pfosten in der Portalebene zu erzielen. Der Grund dafür, daß dieses Mittel zur besseren Verteilung der inneren Kräfte und zur Verminderung der Knickgefahr nicht angewendet wurde, liegt darin, daß hierbei der untere Teil der Pfosten besonders steif und

biegungsfest hätte ausgebildet werden müssen. Dies war indes nicht angängig, weil die Pfosten gerade hier zwecks Durchführung der Versteifungsträger durchbrochen werden mußten. Die Anordnung einer unteren Querverbindung zwischen den Portalfüßen unterblieb wegen der außerordentlich ungünstigen Einwirkung der Wärmeänderung eines solchen Riegels auf die hochbelasteten festen Fußlager.

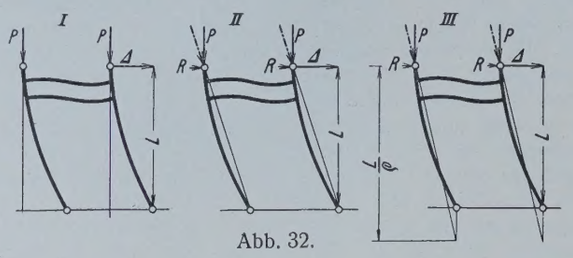


Abb. 32.

Sowohl die Stabilität als auch die Beanspruchungen der Pfosten und des Riegels sind in hohem Maße von der Größe der rückhaltenden Kraft abhängig, die bei einer seitlichen Ausbiegung vom Kabel auf das Portal ausgeübt wird. Diese Kraft R wirkt waagerecht, entgegengesetzt der Richtung der Ausbiegung, und wächst mit zunehmender Größe derselben. Der lotrechte Kabelstützdruck P und die Rückhaltekraft R geben eine Mittelkraft, deren Neigung gegen die Lotrechte mit R veränderlich ist. Der Einfluß der Größe dieses Neigungswinkels wird klar aus dem Vergleich der Figuren I bis III der Abb. 32. Während Figur I etwa dem Knickfall mit einer Halbwelle von $2L$ entspricht, ist im Falle II die die Länge der Halbwelle nur L, die Knicklast mithin im elastischen Bereich etwa das Vierfache derjenigen im Falle I. Fall III liegt hinsichtlich der Wellenlänge zwischen I und II. Um diesen Fall zn kennzeichnen, wird ein Stützungsbeiwert ϱ eingeführt, der so bestimmt wird, daß der Kabelstützdruck die Lotrechte durch den Fußpunkt im Abstand $\frac{L}{\varrho}$ vom Pfostenkopf schneidet. Der Beiwert ϱ läßt sich ausdrücken durch

$$\varrho = \frac{L}{\Delta} \cdot \frac{R}{P},$$

worin L die Portalhöhe, Δ die waagerechte Ausbiegung des Pfostenkopfes, P und R die lotrechte und waagerechte Seitenkraft des Kabelstützdruckes bezeichnen. Im Falle I ist $\varrho = 0$, im Falle II $\varrho = 1$, im Falle III $0 < \varrho < 1$. Für Werte $\varrho > 1$ würden die Portalpfosten ohne Berücksichtigung der Portalsteifigkeit allein durch das Kabel standsicher sein, während bei $\varrho < 1$ die Steifigkeit des Portals für die Stabilitätsfrage in Betracht gezogen werden muß.

Bauliche Durchbildung der Pylonen.

Einen Überblick über die bauliche Durchbildung der Pylonen gibt das Gesamtbild Abb. 33. Die Pfosten werden aus vier in der Portalebene angeordneten Stegen und beiderseitigen breiten Gurtplatten zusammengesetzt. Sie bilden so einen kastenförmigen, aus drei Kammern bestehenden Querschnitt, dessen Stegblechwände durch zwei Fachwerk-Längsschotte in den äußeren Kammern gegenseitig ausgesteift sind. Vollwandige Querschotte sind in etwa 3 m Abstand angeordnet. Alle Innenräume sind durch eingebaute Leitern und Mannlöcher von unten zugänglich. Durch das Innere des Pfostens wird auch der Innenraum und die Gurtfläche des Portalriegels zugänglich gemacht. Die Anordnung der Längs- und Querstöße geschah so, daß bei der Montage die äußeren Kasten fertig vernietet zur Baustelle geschafft und aufgesetzt werden konnten.

Bei der Untersuchung der Knicksicherheit der Wandlungsbleche wurde für die einzelnen Felder freie Auflagerung in der Nietnaht angenommen. Es wurde Wert darauf gelegt, die Sicherheitsgrade in den Gurtplatten größer zu halten als diejenigen in den Stegplatten, weil jene durch die Biegungsmomente am stärksten beansprucht und für die Steifigkeit des Bauwerks besonders wichtig sind. In allen Fällen ist die Sicherheit der Wandbleche gegen Ausbeulen wenigstens gleich derjenigen der Pylonen selbst.

Den unteren Teil der Pylonenpfosten zeigt Abb. 34, in der die Durchdringung durch den Versteifungsträger und den Querträger 8 dargestellt ist. Besondere Sorgfalt erforderte die konstruktive Durchbildung des Überganges der unteren aufgelösten Rahmenteile in den geschlossenen Querschnitt des oberen Teiles.

Die Pylonenfußlager (vgl. Abb. 34) sind Kugelschalen-Kipplager mit rechteckigen Grundplatten. Deren Abmessungen sind 3710×2860 mm. An den hohlen zylindrischen Mittelteil schließen acht strahlenförmig angeordnete Rippen an. Die Biegungsmomente und Beanspruchungen wurden für die ungünstigsten Lagen der möglichen Bruchfugen untersucht.

Infolge der Auflösung des Pylonenfußes in vier getrennte Querschnitte, die durch den oberen Stahlgußkörper zu einheitlicher Wirkung zusammengefaßt werden müssen, ergeben sich für diesen große Biegungsmomente. Die Versteifung geschieht auch hier durch radial angeordnete Rippen, außerdem werden die Ränder der 3510×2700 mm großen Platte durch wulstartige Rippen versteift, so daß die auf die Ecken wirkenden Einzellasten sich auch parallel zur Lagerkante verteilen und auf die Tragrippen übertragen können.

Gegen waagerechte Verschiebung ist jeder der vier Hauptquerschnittsteile des Pylonenpfostens außer durch die Reibungskraft noch durch einen kreisrunden Nocken von 200 mm Durchm., der in die die Einzelpfosten paarweise verbindenden Fußplatten eingreift, gesichert. Der Mittelteil der Lagerplatte trägt das innerhalb der Pylonen angeordnete Auflager des Versteifungsträgers.

Die Sohlenflächen der Unterteile sind glatt gehobelt und mit Hartbleiplatten unterlegt. Sie ruhen auf den sehr sorgfältig abgeglichenen und geplätteten Eisenbetonquadern der Pylonenpfeiler auf. Die größte Kantenpressung in der Lagerfuge beträgt 81 kg/cm².

Die Kabelsättel auf den Pylonen sind Rippenkörper, deren Einzelausbildung aus Abb. 33 zu ersehen ist. Der eigentliche Tragsattel besteht aus zwei Teilen, die miteinander verschraubt sind. Die ebenfalls zweiteilige Abschlußklappe wird auf die Tragsattel aufgepreßt und verschraubt, um die Einzelseile gut zusammenzufassen.

3. Versteifungsträger.

Allgemeines und statische Wirkung.

Der Versteifungsträger erstreckt sich über die ganze Länge der Strombrücke, d. h. über die beiden Seitenöffnungen von je 91,03 m Stützweite und die Mittelöffnung von 315 m Stützweite (vgl. Abb. 1, S. 683). Seine Aufgabe ist, wie bei allen Hängebrücken, konzentrierte oder ungleichmäßige Belastungen so zu verteilen, daß die Belastung der Hängegurtung eine gleichmäßige wird. Diesen Zweck hat er im vorliegenden Falle aber nur in der Mittelöffnung zu erfüllen, da er nur hier mittels der Hängestangen in Abständen von 11,13 m mit dem Kabel in Verbindung steht. Der Abstand von der Pylonenmitte bis zur ersten Aufhängung beträgt 12,81 m, um mit Rücksicht auf die Breite der Pylonenpfosten die Einteilung der Fache möglichst gleichmäßig erscheinen zu lassen.

In den Seitenöffnungen wirkt der Versteifungsträger dagegen als Kragbalken, indem von der Mittelöffnung in jede Seitenöffnung ein Kragarm von 13,12 m Länge vorgestreckt ist. Ein Gelenk am Ende des Kragarms dient zur Auflagerung des übrigen Teils der Seitenöffnung von $7 \times 11{,}13$ m $= 77{,}91$ m Stützweite. In der Mitte der Hauptöffnung ist ein Gelenk eingeschaltet, welches dazu bestimmt ist, für die Wirkung der gesamten ständigen Last einen statisch bestimmten Zustand herzustellen. Außerdem sind diese drei Gelenke nötig, da die Trägerscheiben bei der Montage zur Herstellung der Verbindung zwischen Kabel, Hängestangen und Versteifungsträger ziemlich große Drehungen gegeneinander, nämlich um etwa $^1/_{30}$ vollziehen müssen. Der Stoß am Gelenk in der Mittelöffnung wird nach Aufbringung der gesamten ständigen Last biegungsfest vernietet. Die Gelenke in den Seitenöffnungen bleiben dauernd offen. Für Verkehrslast ist das System somit einfach statisch unbestimmt.

Die zweite wesentliche Aufgabe des Versteifungsträgers besteht in der Aufnahme des waagerechten Zuges des Kabels, welches im Versteifungsträger verankert ist. Der lotrechten Komponente des Kabelzuges wirkt der Auflagerdruck des Versteifungsträgers und ein am Ende des Versteifungsträgers in die Fahrbahn eingebauter Ballast aus Beton entgegen. Der Rest der lotrechten Kraft wird von der Verankerung des Trägers im Ankerpfeiler aufgenommen.

Der Versteifungsträger ist am Ende über den Auflager- bzw. Verankerungspunkt noch um 9,77 m verlängert, um genügenden Raum für die Seilverankerung zu gewinnen. Diese Verlängerung wird zugleich für die Unterbringung des Ballastes ausgenutzt, welcher sich vom Verankerungspunkt aus einerseits über diese Verlängerung von 9,77 m erstreckt und anderseits um eine Fachlänge $= 11{,}130$ m in die Seitenöffnung hineinreicht. Das Ballastgewicht (einschließlich des dazu zu rechnenden Gewichtes des überhängenden Endes der Eisenkonstruktion) ist so verteilt, daß sein Schwerpunkt in die Verankerungslotrechte fällt.

Die größte vom Versteifungsträger aufzunehmende waagerechte Kraft beträgt je Träger max $H_{g+\varphi p} = 7055$ t. Die „Drucklinie“ geht in der Seitenöffnung durch den Schnittpunkt der Kabelachse mit der Lotrechten durch den Ankerpunkt und den Mittelpunkt des Gelenkes in der Seitenöffnung. Sie verläuft in der Mittelöffnung entsprechend den Hängestangenkräften und sonstigen Lasten gekrümmt. Insbesondere im statisch bestimmten System geht sie durch das Mittelgelenk (vgl. Abb. 2, S. 684) Da die Schwerlinie des Versteifungsträgers im allgemeinen nicht mit der Drucklinie zusammenfällt, so wird der Versteifungsträger durch die in dieser wirkende Kraft nicht allein auf Druck, sondern auch auf Biegung beansprucht.

Durch die auf den Versteifungsträger wirkende Längskraft läßt sich der vollwandige Querschnitt verhältnismäßig gut ausnutzen. Es ist ein zweiwandiger Kastenquerschnitt gewählt worden, welcher mit seiner Ober-

kante bis auf Brüstungshöhe reicht. Die Stegblechhöhe beträgt im allgemeinen 6,0 m, wächst aber nach den Auflagern in den Pylonen zu bis auf 8,38 m an. Die Länge der Ausrundungskurve am Untergurt erstreckt sich in den Seitenöffnungen über je drei, in der Mittelöffnung über je vier Felder. In der Nähe des Verankerungspunktes und an dem überhängenden Ende ist die Höhe ebenfalls wegen des Einbaues der Verankerung der Seile in den Versteifungsträger vergrößert. Die Stegblechoberkante verläuft in einem Abstande von 1,20 m parallel zur Fahrbahnoberkante, und zwar von den Verankerungspfeilern bis zum Pylon in einer Geraden mit der Neigung 1 : 47,3, in der Mittelöffnung in einer tangential anschließenden Parabel mit dem Pfeil von 1,664 m. Die Bogenlinie des Untergurtes in der Mittelöffnung hat einen Pfeil von 4,044 m.

Einzelheiten im normalen Teil und rechnerische Untersuchung des Versteifungsträgers.

Der Grundquerschnitt des Versteifungsträgers wird aus den beiden im Mittenabstande von 880 mm liegenden, 20 mm starken Stegblechen, den hierauf beiderseits oben und unten aufgelegten Beilagen 600·10 mm und je vier Gurtwinkeln 200 · 200 · 18 mm oben und unten gebildet (vgl. Abb. 35). Auf den Gurtwinkeln liegen die Gurtplatten 670·18 mm von je nach Bedarf wechselnder Zahl (vgl. die Materialverteilung, Abb. 36). Im Obergurt ist zwischen den Gurtplatten der beiden Querschnittshälften eine Fuge von 10 mm gelassen und diese durch eine doppelte Längslasche gedeckt. Die Gesamtbreite des Obergurtes beträgt 1350 mm. Im Untergurt bleibt zwischen den Gurtplatten ein Abstand von 400 mm für die Zugänglichkeit des Innenraumes.

Die Stegbleche haben bei 6 m Höhe eine mittlere Längsnaht erhalten, bei größerer Höhe zwei Längsnähte. Der Querschnitt des Trägers konnte somit für Versand und Montage in vier Teile zerlegt werden. Soweit dies mit Rücksicht auf die Tragfähigkeit der

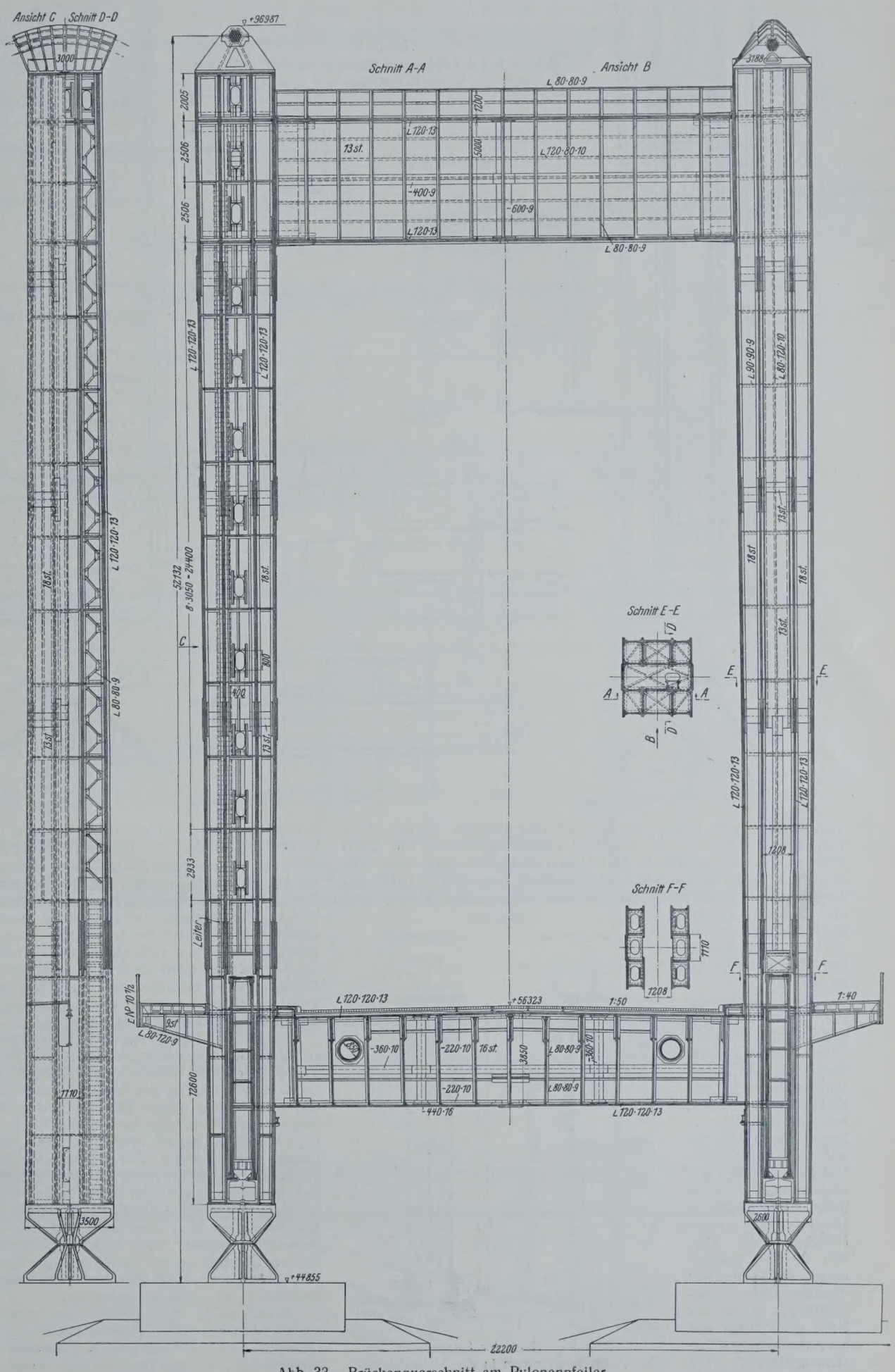
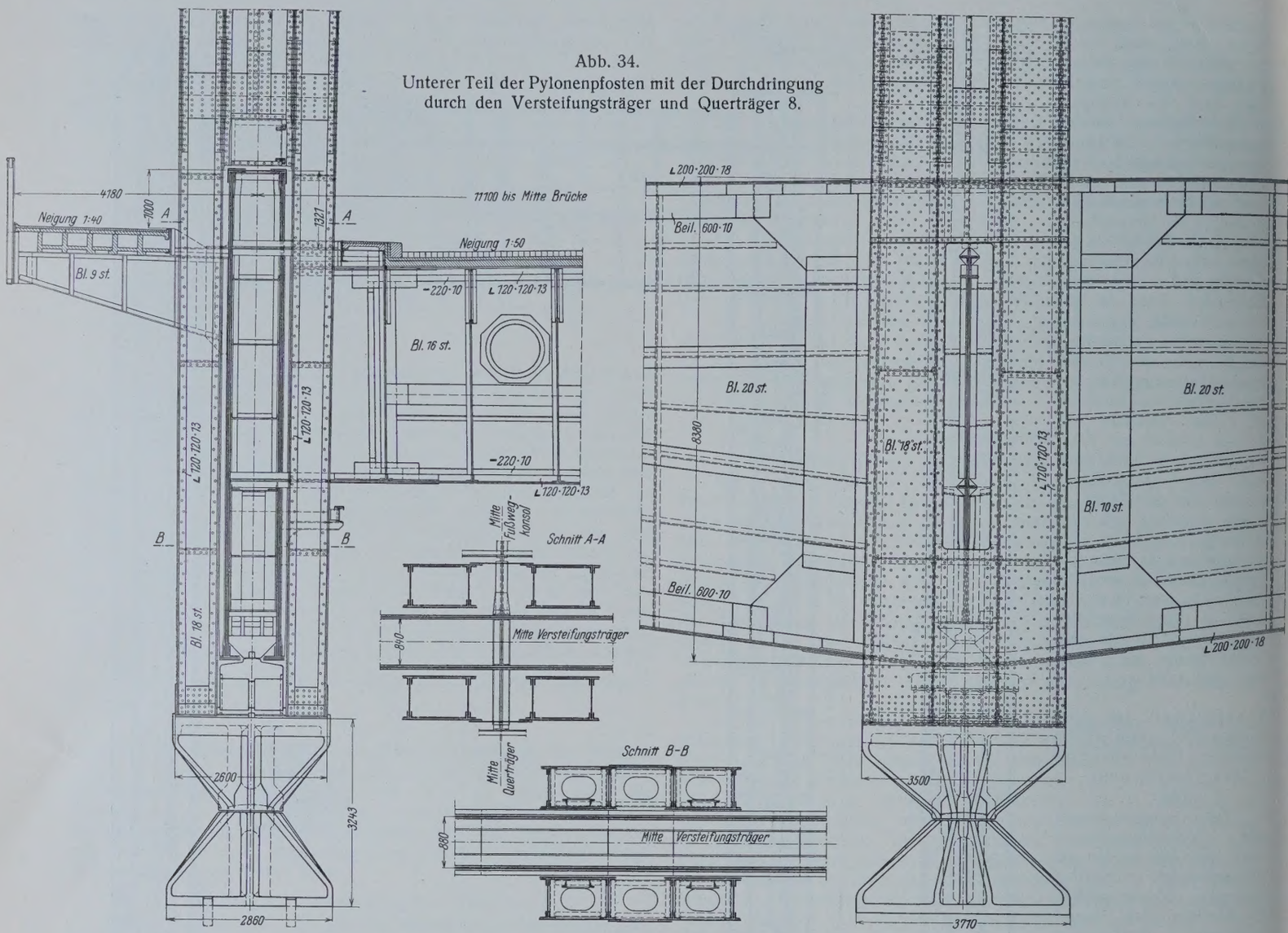


Abb. 33. Brückenquerschnitt am Pylonenpfeiler.

Abb. 34.
Unterer Teil der Pylonenpfosten mit der Durchdringung durch den Versteifungsträger und Querträger 8.



Krane möglich war, wurden die beiden Untergurthälften mit den Querverbindungen schon in der Werkstatt zusammengenietet. Die Querstöße wurden in Feldmitte in Abständen von 11,13 m angeordnet. Die normale Größe der eingebauten Blechtafeln betrug somit 3000 × 11 130 mm. Ausnahmsweise waren die 20 mm starken Bleche jedoch bis zu 3288 mm breit, Bleche von 10 mm Dicke bis zu 3321 mm.

Zur Verlaschung der Versteifungsträgerstöße wurden Niete von 26 mm Durchm., Werkniete bis 144, Baustellenniete bis 130 mm Klemmlänge verwendet, bei größeren Klemmlängen konische Bolzen mit $^1/_{100}$ Anzug. Die Heftniete in den Gurtwinkeln und Gurtplatten haben ebenfalls 26 mm Durchm., die übrigen Heftniete 23 mm. Niete von 29 mm Durchm. fanden nur in wenigen Ausnahmefällen Anwendung, so in der Nähe der Pylonen und am Ankerende des Versteifungsträgers. Die Klemmlänge betrug dort jedoch nirgends über 108 mm. — In der statischen Berechnung wurden für alle (mit den Querträgerpunkten zusammenfallende) Knotenpunkte 0—22—0 die größten Randspannungen und die zugehörigen Randspannungen auf der anderen Querschnittseite ermittelt. Hierbei sind die Einflußlinien auf die Kernpunkte bezogen, um die Wirkung der Momente und Längskräfte unmittelbar zusammenfassen zu können. Anschließend wurde die Spannungsverteilung über den Querschnitt bestimmt, um auch die einzelnen Teile, insbesondere die Bleche, auf ihre Knicksicherheit untersuchen zu können (vgl. Abb. 37). Zu diesem Zwecke wurden außerdem auch noch die Spannungen für den größten Kabelzug ermittelt, welche die größte Beanspruchung in der Gegend des Querschnittschwerpunktes ergeben.

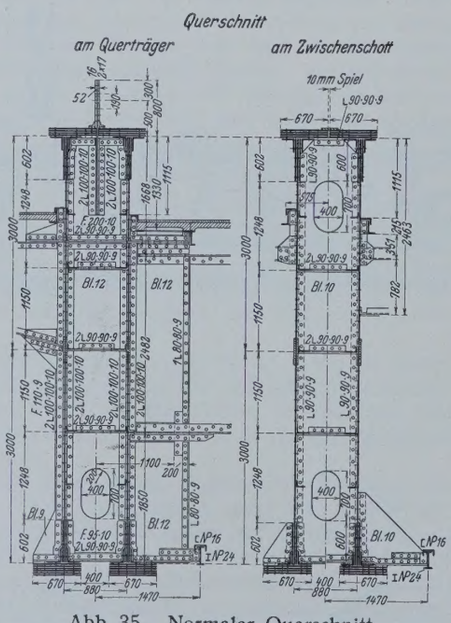


Abb. 35. Normaler Querschnitt des Versteifungsträgers in der Mittelöffnung.

Zur Sicherung gegen Ausknicken der einzelnen Teile sind Querschotte an den Aufhängepunkten des Versteifungsträgers und in den Drittelpunkten der Fache, also in einem Abstande von etwa 3,7 m vorhanden. Diese im Vergleich zu der großen Querschnittshöhe verhältnismäßig eng liegenden Schotte sorgen für eine gleichmäßige Belastung der beiden Tragwände. Die Schotte an den Querträgern sind übrigens mit starken Durchbindungen an die Stegbleche des Querträgers und der Fußwegkonsole angeschlossen. Zur weiteren Versteifung der Stegblechwände dienen ferner drei Längsschotte, und zwar ein Längsschott in der Mitte und die beiden anderen im Abstande von 1,15 m darüber und darunter, so daß bis zum Rande der Gurtbeilagen ein Abstand von 1,25 m bleibt. Das Wandblech liegt also nach dieser Seite etwas weiter frei unter Berücksichtigung der etwas stärkeren Einspannung im Gurt. Schließlich sind zur Übertragung von Schubkräften im Knickfalle zwischen den Querschnittshälften noch die durchlaufenden Längslaschen im Obergurt und Bindebleche im Untergurt vorhanden.

Jeweils in der Mitte zwischen den vollwandigen Querschotten, also annähernd in den Sechstelpunkten zwischen je zwei Querträgern, sind am Untergurt noch besondere niedrige Rähmchen eingebaut, um die 430 mm überstehenden Untergurtlamellen noch weiter auszusteifen (vgl. Abb. 38).

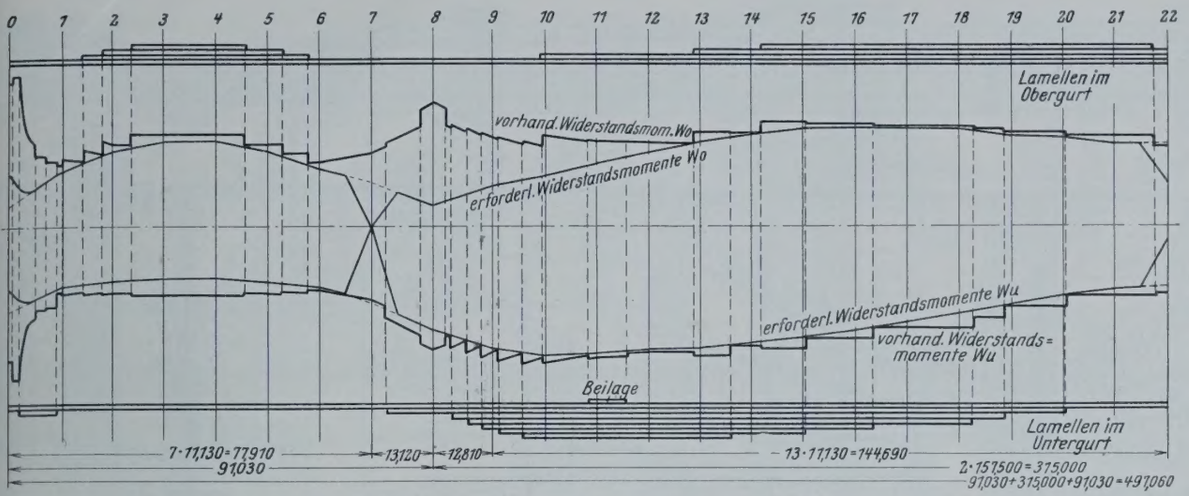


Abb. 36. Materialverteilung im Versteifungsträger.

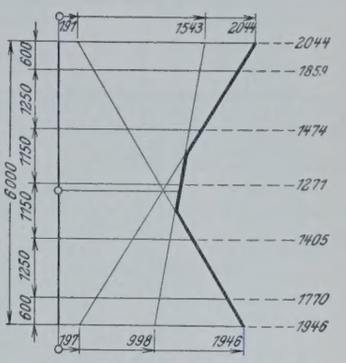


Abb. 37. Spannungen im Querschnitt bei Punkt 16.

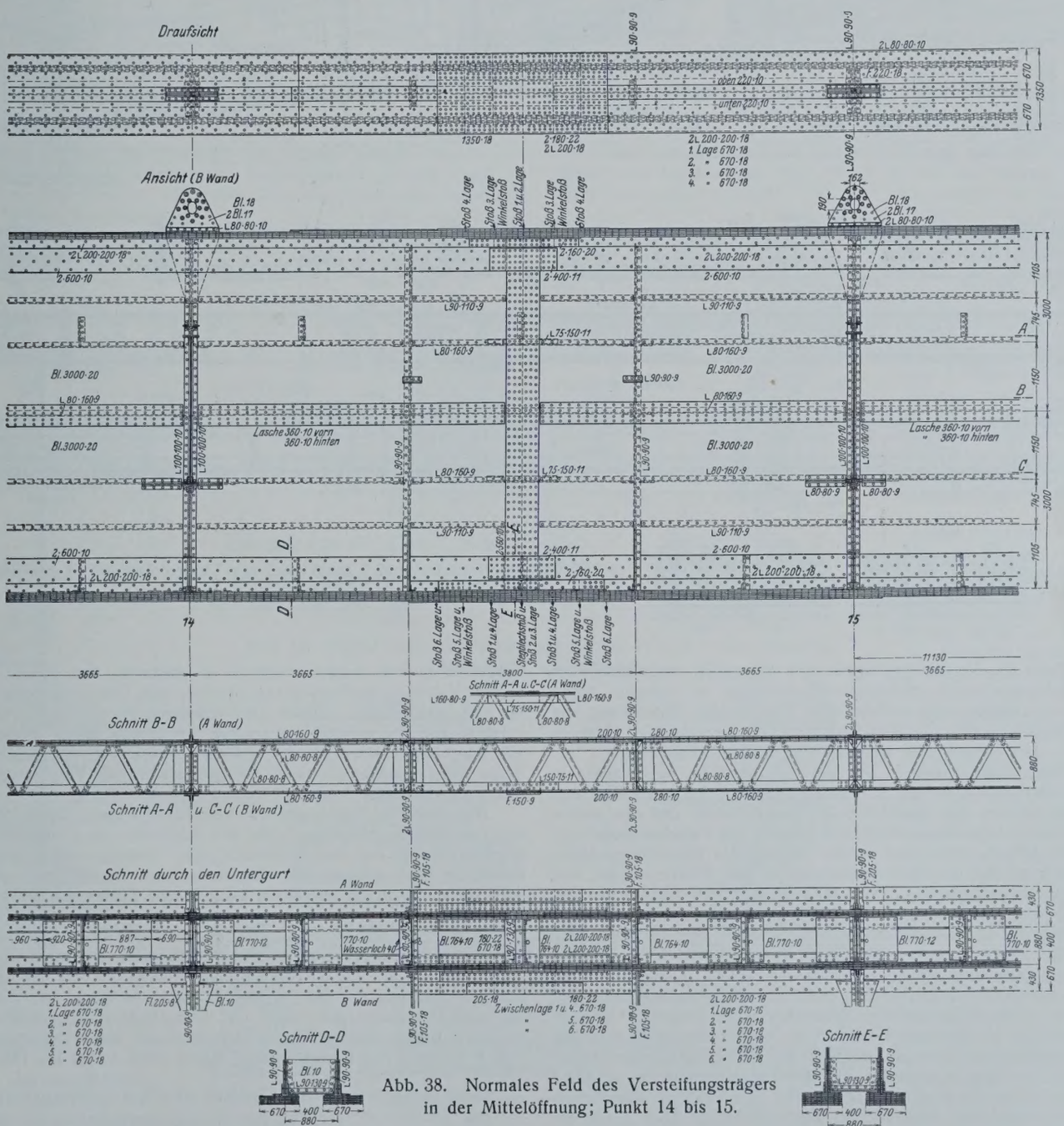


Abb. 38. Normales Feld des Versteifungsträgers in der Mittelöffnung; Punkt 14 bis 15.

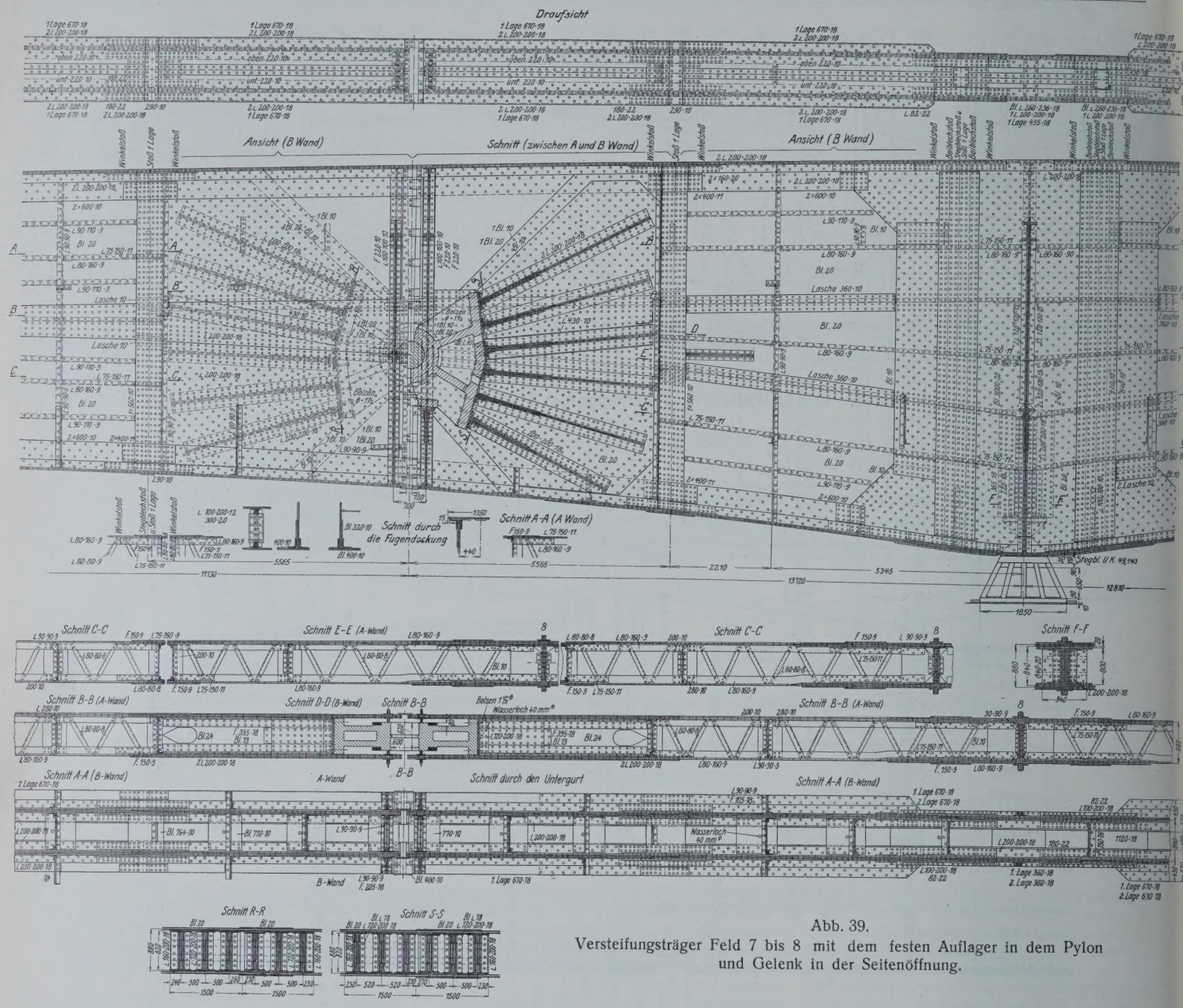


Abb. 39.
Versteifungsträger Feld 7 bis 8 mit dem festen Auflager in dem Pylon und Gelenk in der Seitenöffnung.

Alle Teile des Versteifungsträgers sind zugänglich ausgebildet, um die Unterhaltungsarbeiten ordnungsgemäß ausführen zu können. Dementsprechend erhielten die vollwandigen Querschotte Mannlöcher, um von einer Abteilung des Versteifungsträgers in die benachbarten gelangen zu können. Die Längsschotte erhielten eine leichte Vergitterung.

Die hohen Stegblechwände des Versteifungsträgers sind danach in jedem zwischen zwei Querträgern liegenden Felde durch einen Rost ausgesteift, der aus den drei durchlaufenden Längsschotten und den beiden im Felde liegenden Zwischenquerschotten besteht. Die Zwischenquerschotte stützen sich auf die obere und untere Gurtung des Versteifungsträgers, die Längsschotte auf die Hauptquerschotte in den Knotenpunkten und auf die Zwischenquerschotte. Nimmt man ein seitliches Ausweichen des ganzen Versteifungsträgers zwischen zwei Knotenpunkten, d. h. zwischen zwei Querträgern an, so bildet sich eine Wellenlinie, deren Wendepunkte an den Querträgern liegen. Was den einzelnen, durch die Längsversteifungen gebildeten Zonen an Druckkraft zufällt, könnte an Hand der einem bestimmten Belastungsfall entsprechenden Normalspannungen, ähnlich dem in Abb. 37 dargestellten Spannungsverlauf, festgestellt werden. Der Obergurt des Versteifungsträgers und die beiden Zwischenquerschotte konnten als Vollstäbe behandelt werden; bei den Längsschotten wurde der Einfluß der Vergitterungsstäbe auf die Durchbiegung entsprechend der Engeßer-Formel für vergitterte Druckstäbe berücksichtigt. Der Untergurt mußte wegen der waagerechten Bindebleche als Rahmenstab besonderer Art behandelt werden. Die in die Rechnung einzuführenden Trägheitsmomente wurden ebenfalls so bestimmt, daß jeweilig ein gedachter Vollstab eingeführt wurde, der nach dem Grundgedanken Engeßers für eine gleichmäßig verteilte Querbelastung die gleiche Durchbiegung aufweist wie der wirklich vorhandene gegliederte Stab. Nachdem die von den Längsschotten bei der seitlichen Ausbiegung auftretenden Querkräfte bekannt waren, konnten die Querschnitte der Vergitterungswinkel und ihre Anschlüsse festgelegt werden (vgl. Abb. 38).

Die durch die Gurtungen des Versteifungsträgers, durch die Längs- und Querschotte gebildeten Felder der Stegbleche des Versteifungsträgers wurden ebenfalls auf ihre Sicherheit gegen Ausbeulen untersucht; wo es notwendig war, wurden die Stegbleche noch durch Längswinkeleisen ausgesteift, die in der Mitte des betreffenden Feldes an der Innenseite der Wandung angebracht sind.

In den Seitenöffnungen kommt für den Versteifungsträger auch noch das Ausknicken in lotrechter Richtung in Betracht; die zugehörige Knicklänge ist 77,91 m. In der Mittelöffnung kommt für das Ausknicken in lotrechter Richtung nur die jeweilige Feldlänge in Frage, wie dies bereits bei den Untersuchungen über die Köln-Deutzer Hängebrücke nachgewiesen wurde und in einem Modellversuch seine Bestätigung fand (vgl. R. Mayer, Die Knickfestigkeit, Berlin 1929, S. 111 bis 116).

Einzelheiten an den Gelenken des Versteifungsträgers.

Die Gelenke in der Seitenöffnung sind nicht in die Mitte der Stegblechhöhe gelegt, sondern etwas nach unten verschoben, weil es

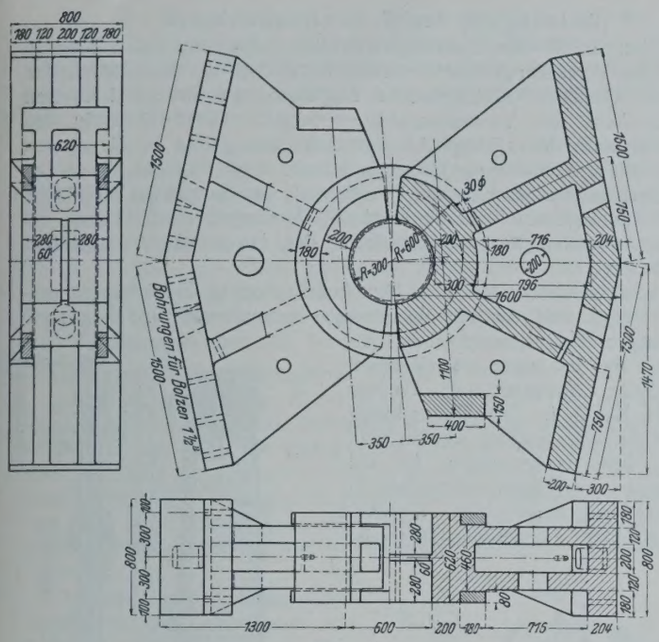


Abb. 40.
Gelenkteile vom Gelenk in der Seitenöffnung bei Punkt 7.

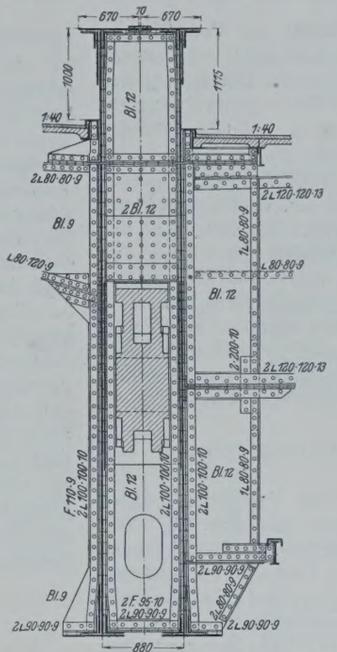


Abb. 41. Querschnitt durch den Versteifungsträger am Gelenk in der Seitenöffnung.

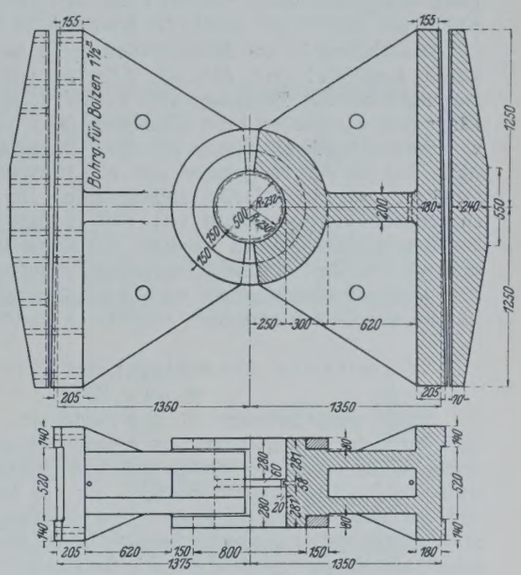


Abb. 42.
Gelenkteile vom Mittelgelenk bei Punkt 22.

dadurch möglich war, die Drucklinie für ständige Last in eine für die Materialausnutzung und erforderliche Gurtplattenzahl günstige Lage zu bringen (vgl. Abb. 39 u. 41). Der größte Gelenkdruck setzt sich zusammen aus der in den Versteifungsträger geleiteten, etwas schräg nach oben gerichteten Komponente des Kabelzuges von 7075 t und dem Auflagerdruck der Seitenöffnung von 676 t im Gelenkpunkt. Die Resultierende von 7075 t ist mit der Neigung von 1 : 12 schräg nach unten gerichtet, also sehr flach geneigt, so daß die Kraft lediglich durch Gelenkbolzen übertragen werden kann. Die Achse der Gelenkstücke ist deswegen auch in diese Richtung gelegt. Während der Montage kommt allerdings auch der Fall vor, daß vor Einleitung der Kabelkraft der Auflagerdruck vom Eisengewicht der Seitenöffnung, etwa 444 t, übertragen werden muß. Für diesen Zweck sind besondere Knaggen an den Gelenkstücken angebracht, die sich gegen lotrechte Schotte stützen (Abb. 40).

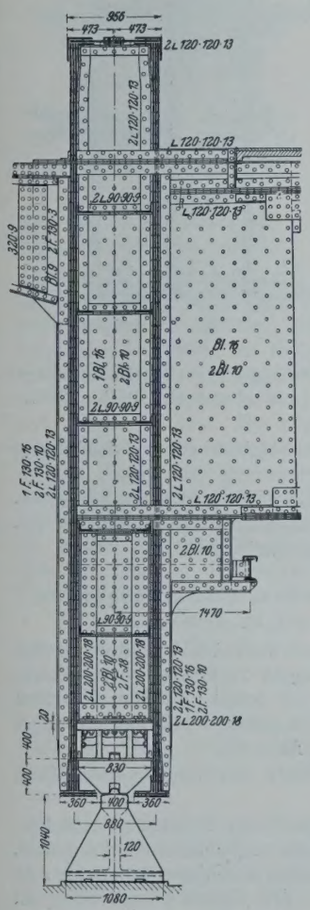


Abb. 43. Querschnitt durch den Versteifungsträger am Auflagerpunkt in dem Pylon (Punkt 8).

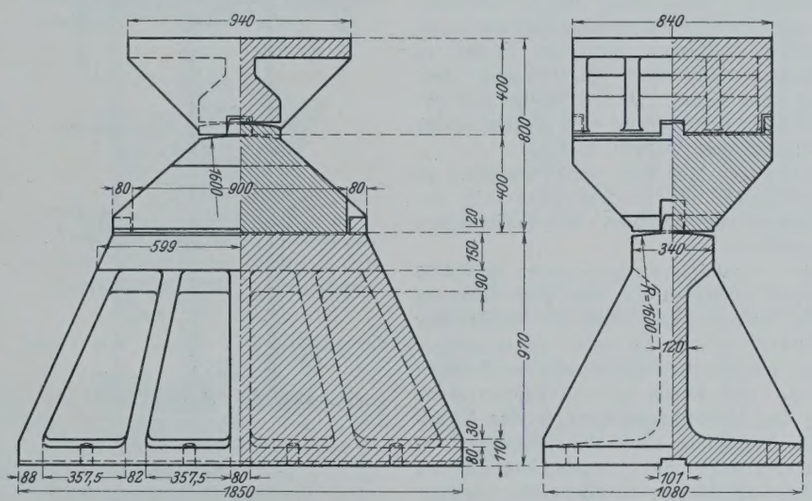


Abb. 44. Festes Lager des Versteifungsträgers in dem Pylon; Punkt 8. Kölner Seite, stromabwärts.

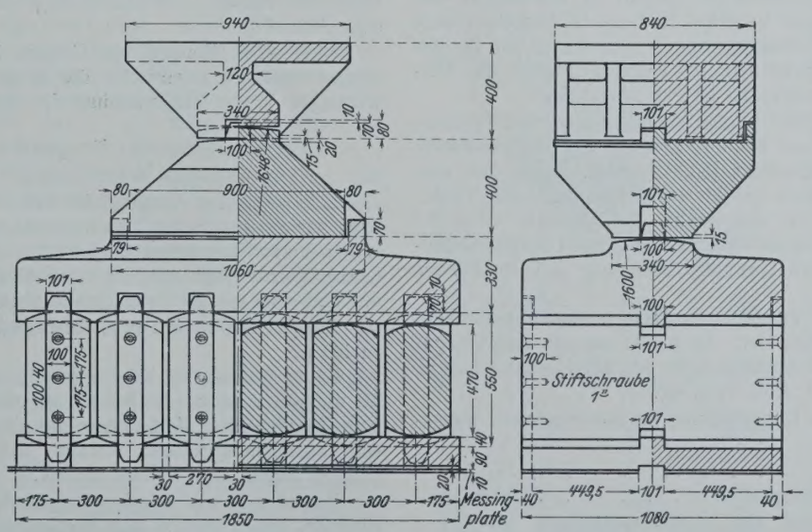


Abb. 45. Bewegliche Lager des Versteifungsträgers in den Pylonen; Punkt 8.

An den Gelenken müssen die sonst über die ganze Höhe des Versteifungsträgers verteilten Kräfte in einem Punkte zusammengeführt werden. Hierzu dienen auf jeder Seite des Gelenkes sechs strahlenförmig zusammenlaufende, zwischen die beiden Versteifungsträgerwände eingenietete, vollwandige Rippen und weiterhin Gelenkstücke aus Stahlguß, durch welche der Druck von den Rippen aufgenommen und auf den Gelenkzapfen übertragen wird. Für Montagezwecke sind die beiden Gelenkhälften und der Zapfen durch zwei Ringe zusammengefaßt. Die zur Berührung kommende Länge des Zapfens beträgt 620 mm, sein Durchmesser 600 mm. Die sechs Rippen wurden auf jeder Seite mit dem Gelenkstück in der Werkstatt genau zusammengepaßt und durch beigelegte Bleche untereinander verbunden und unveränderlich in der richtigen Lage erhalten, so daß eine gute Übertragung des Druckes

gewährleistet ist. Außerdem wurden die Wandbleche des Versteifungsträgers in der Nähe der Gelenke auf der Innenseite noch durch ein weiteres Blech von 10 mm Dicke verstärkt, um eine allmähliche Überleitung der Kräfte aus den Rippen durch die Wände in die Gurtungen zu erzielen.

Das Gelenk in der Mittelöffnung ist nach den gleichen Grundsätzen ausgeführt (vgl. Abb. 42). Es ist jedoch durch Teilung der Gelenkstücke und Einlegung von Keilen noch zum Ausgleich kleiner Längenungenauigkeiten beim Zusammentreffen der von beiden Seiten aus vorgebauten Brückenhälften in der Mitte eingerichtet. Das Gelenk in der Mitte hat in der Hauptsache nur die Horizontalkraft des Kabels aus ständiger Last, gleich 5112 t, aufzunehmen. Der durch die Verkehrslast entstehende Horizontaldruck von 1943 t sollte allein durch die Verlaschungen aufgenommen werden. Da diese aber elastisch nachgiebig sind, wird ein Teil dieses Horizontaldruckes auch durch das Gelenk übertragen. Zur Sicherheit wurde noch die Hälfte des Druckes von Verkehrslast auf das Gelenk gerechnet, also ein Gesamtdruck von 6084 t.

Einzelheiten am Auflager des Versteifungsträgers in dem Pylon.

Einige Besonderheiten in der Ausbildung des Versteifungsträgers sind auch am Auflagerpunkt am Pylon vorhanden (vgl. Abb. 39). Der größte Auflagerdruck für ständige Last und Verkehr beträgt 1810 t. Dieser wird von den Lagerkörpern zunächst nur auf das Querschott übertragen und von diesem durch die Niete in die Hauptträgerwände. Um die Kraft in möglichst großer Breite auf geringe Länge überzuleiten, sind zwischen Schott und Hauptträgerwand noch breite Platten eingelegt, die unmittelbar auf dem Lager aufsitzen und von diesem und aus dem Schott Druckkräfte aufnehmen (vgl. Abb. 43). Die Überleitung der Kraft in die Trägerwände muß in der Hauptsache bis zur Höhe der Querträgerunterkante erledigt sein, da hier durch einen Schlitz im Hauptträger der Querträgeruntergurt in das Schott eingebunden und der lotrechte Anschluß des Schottes unterbrochen ist. Das 20 mm dicke Stegblech des Versteifungsträgers ist hier durch beiderseits aufgelegte 10 mm dicke Bleche verstärkt. Die Verstärkungsbleche dienen gleichzeitig zur Verlaschung der benachbarten Stegblechstöße, sind aber selbst nochmals daneben gestoßen und verlascht. Die Fortsetzung der Verstärkungsbleche ist dann nach den Gurten zu schräg in diese bzw. die Gurtbeilagen übergeführt, um eine gute Überleitung der Gurtkräfte in den Steg zu erreichen. Dies ist nötig, weil der Versteifungsträger durch den Pylon durchgeführt wird und in dem Schlitz die Breite der Gurte möglichst eingeschränkt werden mußte.

Namentlich im Obergurt sind wegen der hier noch besonders zu berücksichtigenden seitlichen Verbiegungen die überstehenden Teile der Gurtung wegzulassen, deren Kraftanteil vom Stegblech des Versteifungsträgers mit übernommen werden muß.

Der von Querträger 8 und den Versteifungsträgerschotten gebildete Halbrahmen überträgt einerseits den Auflagerdruck des Windverbandes aus der Windverbandebene in die Auflager, anderseits die unmittelbar auf den Querträger treffenden Verkehrslasten. Es treten daher größere Verbiegungen des Halbrahmens auf, mit welchen ein Kippen der Auflager in der Querrichtung verbunden ist. Um dieses seitliche Kippen sowie die Bewegung bei Durchbiegung des Versteifungsträgers in der Mittelöffnung zu ermöglichen, wäre die Anordnung eines Punktkipplagers erforderlich gewesen. Dieses würde aber wegen des geringen Unterschiedes im Halbmesser der sich berührenden Kugelflächen für die bei der Montage vorkommenden Scheibendrehungen des Versteifungsträgers nicht genügend Spielraum lassen. Es wurde daher statt dessen in das Lager ein Kreuzgelenkstück mit getrennten Kippflächen für Kippen in der Längs- und Querrichtung eingefügt. Der obere Lagerteil und das Kreuzgelenkstück sind zwischen die Wände des Versteifungsträgers eingebaut, um für das Auflager des Pylonen Höhe zu gewinnen, auf welches letztere das Versteifungsträgerlager unmittelbar aufgesetzt ist (vgl. Abb. 39).

Zu dem Auflagerdruck von 1810 t infolge ständiger Last und Verkehrs können in senkrechter Richtung aus Winddruck noch 49 t hinzukommen, so daß der größte lotrechte Auflagerdruck 1859 t beträgt. Durch den vom Querträger 8 und den Querschotten gebildeten Halbrahmen wird in der Querrichtung an jedem Lager eine waagerechte Auflagerkraft von 129 t vom Winddruck herrührend übertragen, außerdem aber noch ein Horizontalschub von 149 t von der lotrechten Querträgerbelastung und ein solcher von 24 t für Wärmeänderung.

Von den vier Auflagern des Versteifungsträgers in den Pylonen sind drei längsbeweglich und nur eines fest. Es wurde nur ein festes Lager vorgesehen, um die waagerechten Ausbiegungen des Windverbandes ohne Zwängungen zu ermöglichen (vgl. Abb. 44 u. 45).

Die vom festen Lager in der Längsrichtung zu übertragenden waagerechten Kräfte sind:

Wind in der Längsrichtung	75,0 t
Schrägstellung des Verankerungspendels	60,9 t
Reibung der beweglichen Lager des Versteifungsträgers	81,4 t
zus.	217,3 t.

Aufhängung des Versteifungsträgers.

An den durch den Querträgeranschluß gekennzeichneten Knotenpunkten des Versteifungsträgers wurden im Bereich der Mittelöffnung in die obere Gurtung Aufhängebleche eingebaut, die in der lotrechten Symmetrieebene des Versteifungsträgers liegen. Durch einen in den Gurtplatten befindlichen Längsschlitz gesteckt, übergreifen sie die an den Knotenpunkten befindlichen Hauptquerschotte und sind an die Stege dieser Querschotte angeschlossen. Der oberhalb der Gurtplatten befindliche Teil der Aufhängebleche wurde durch Blechbeilagen verstärkt und als Öse zur Aufnahme des Gelenkbolzens der Hängestange ausgebildet (vgl. Abb. 46).

Etwas abweichend davon ist die Aufhängung in Brückenmitte ausgebildet. Dort sind infolge des zuerst vorhandenen Gelenkes zwei Hängestangen dicht nebeneinander angeordnet, die an einer gemeinsamen Doppelschelle aufgehängt sind. Da hier auch das Kabel in der Querrichtung gegen Winddruck gestützt werden soll, so sind diese Hängestangen für die Übertragung von Biegungsmomenten in der Querrichtung eingerichtet. Der Anschluß an den Versteifungsträger ist daher zweiwandig, zusammenfallend mit den Stegblechebenen des Trägers (vgl. Abb. 47).

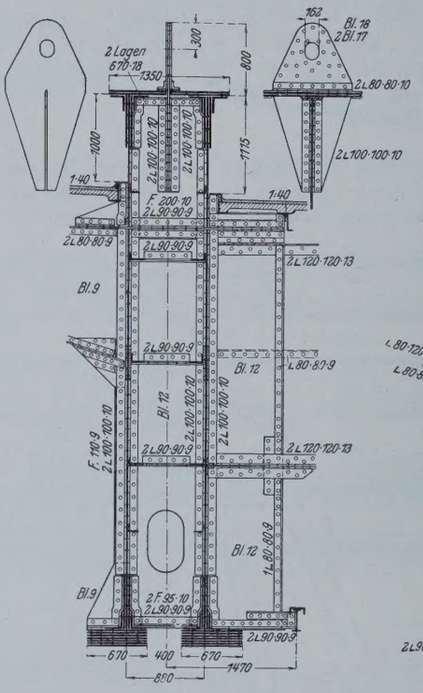


Abb. 46.
Normale Aufhängung des Versteifungsträgers.

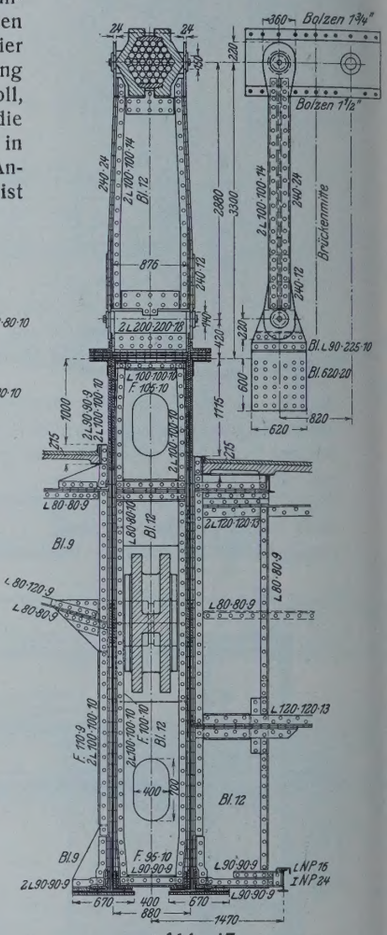


Abb. 47.
Aufhängung des Versteifungsträgers am Mittelgelenk; Punkt 22.

Über dem Obergurt des Trägers ist ein Stahlformstück mit zapfenartigen Ansätzen angebracht, die in der Hängestange ein Gelenk für Bewegungen in der Längsrichtung der Brücke schaffen.

Verankerung der Tragseile im Versteifungsträger und des Versteifungsträgers im Pfeiler.

Eine ganz neue Aufgabe, für welche noch keinerlei Vorbild vorhanden war, war an den Enden des Versteifungsträgers zu lösen, wo das Kabel in den Versteifungsträger eingeführt und dieser selbst im Pfeiler verankert wird. Hierzu kam noch erschwerend der Anschluß der Ballastquerträger mit den sehr großen Ballastgewichten (vgl. Abb. 50).

Am Ankerende war u. a. die folgende Reihe von neuartigen Aufgaben zu lösen:

Es mußten die für jede Tragwand vorgesehenen 37 Einzelseile, welche für die ganze Länge der Brücke als geschlossene Seilbündel geführt sind, zum Zwecke ihrer Verbindung mit den Enden der Versteifungsträger so weit auseinandergezogen werden, daß an den Enden jedes Seiles ein Seilkopf angebracht werden konnte.

Zwischen den Versteifungsträgerwänden waren Konstruktionsteile einzubauen, gegen welche sich die Seilköpfe zur Übertragung des Seilzuges stützen können.

Bei der Konstruktion war in besonderer Weise auf die Montage Rücksicht zu nehmen, ferner auf leichtes Einbringen der Seile, die Möglichkeit der Längenregelung der einzelnen Seile und auf schrittweisen, dem jeweiligen Bedarf des Baustadiums entsprechenden Einbau von Konstruktionsteilen.

Es war ferner zu sorgen für die Ausbildung und Unterbringung der Konstruktionsteile für die lotrechte Verankerung des Versteifungsträgers, Aufnahme der Stützdrücke der Ballastquerträger, Unterbringung genügender Querschotte zur gleichmäßigen Verteilung dieser Stützdrücke auf die beiden Wände des Versteifungsträgers und für die Aussteifung dieser unter starken Druck und Scherspannungen stehenden Blechwände. Bei der Entwicklung der ganzen Konstruktion am Ankerende war schließlich noch streng darauf zu achten, daß auch in dem engen Raum zwischen den Stegblechwänden des Versteifungsträgers alle Teile später leicht zugänglich blieben.

Die verschiedenen Aufgaben wurden in folgender Weise gelöst:

Eintrittstelle des Kabels in den Versteifungsträger und deren Abdichtung. Das geschlossene Seilbündel durchdringt im Fache 0 bis 1 in der Nähe von Punkt 1 den Obergurt des Versteifungsträgers. Die Deckplatte des Obergurtes hat an dieser Stelle eine etwa 1,70 m lange und 0,70 m breite Öffnung, groß genug, um den verschiedenen Bewegungen des Seils nicht hinderlich zu sein, welche infolge lotrechter und waagerechter Durchhangveränderungen und infolge Ausbiegens des Pylonenportals entstehen.

Um diese große Öffnung gegen Eindringen von Regenwasser und Schmutz abzuschließen, ist über ihr eine „Regenkappe" angebracht, welche am Obergurt des Versteifungsträgers festgenietet ist

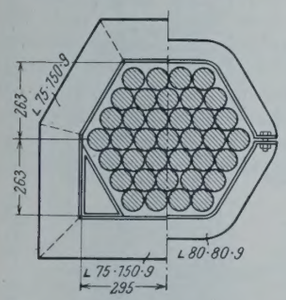


Abb. 48. Abdichtungsteile des Kabels beim Eintritt in die Regenkappe.

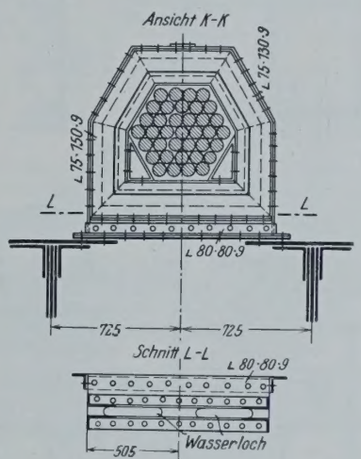


Abb. 49. Regenkappe über der Eintrittsöffnung des Kabels in den Versteifungsträger; Stirnansicht.

und das Kabel umschließt, ohne jedoch mit diesem in Berührung zu kommen (vgl. Abb. 48 u. 49).

Die eigentliche Dichtung bilden zwei an der oberen Halsmündung der Regenkappe befestigte Flanschringe in 50 mm Abstand, welche eine sechseckige Eintrittsöffnung freilassen. Zwischen beiden Flanschen der Regenkappe sitzt ein am Kabel befestigter Flansch, der in dem von den beiden Flanschen der Regenkappe geschaffenen, ringsum laufenden Schlitz so viel Spielraum hat, daß alle Bewegungen des Kabels ungehindert vor sich gehen können. Die Flanschränder übergreifen sich auch bei den größtmöglichen Bewegungen noch so weit, daß das Regenwasser vom inneren Flansch der Regenkappe abgewehrt wird, von wo es durch große Ablauflöcher unten zwischen den beiden Flanschen der Regenkappe ins Freie gelangt. Das am Kabel herunterlaufende Wasser wird durch einen am Kabel sitzenden Tropfring bereits vor der Regenkappe abgeleitet. Abb. 48 zeigt in der einen Hälfte den in der Regenkappe sitzenden Flansch am Kabel, in der anderen Hälfte den Tropfring.

Kabelkanal im Fach 0—1 des Versteifungsträgers. Das Kabel läuft von der Eintrittstelle am Obergurt als geschlossenes Seilbündel zwischen den Stegblechwänden des Versteifungsträgers durch einen etwa 10 m langen, aus den zahlreichen Quer- und Längsschotten treppenförmig ausgesparten Kanal bis zur Auflagersenkrechten durch den Punkt 0. Über einem sattelartigen Umlenklager beginnt hier die Auflösung des Seilbündels durch strahlenförmiges Auseinanderziehen der einzelnen Seile.

Die Auflösung des Seilbündels geschieht mit besonderer Berücksichtigung der Aufeinanderfolge bei der Montage der einzelnen Seile und bei Vermeidung ungünstiger Überkreuzungen derselben nach der in Abb. 51 dargestellten Ordnung.

Die Seilstreuung erstreckt sich über die 9,77 m weit über den Punkt 0 auskragende Verlängerung des Versteifungsträgers, an deren äußerem Rande die weiter unten noch näher beschriebene Verankerung der Seilenden angebracht ist (vgl. Abb. 52).

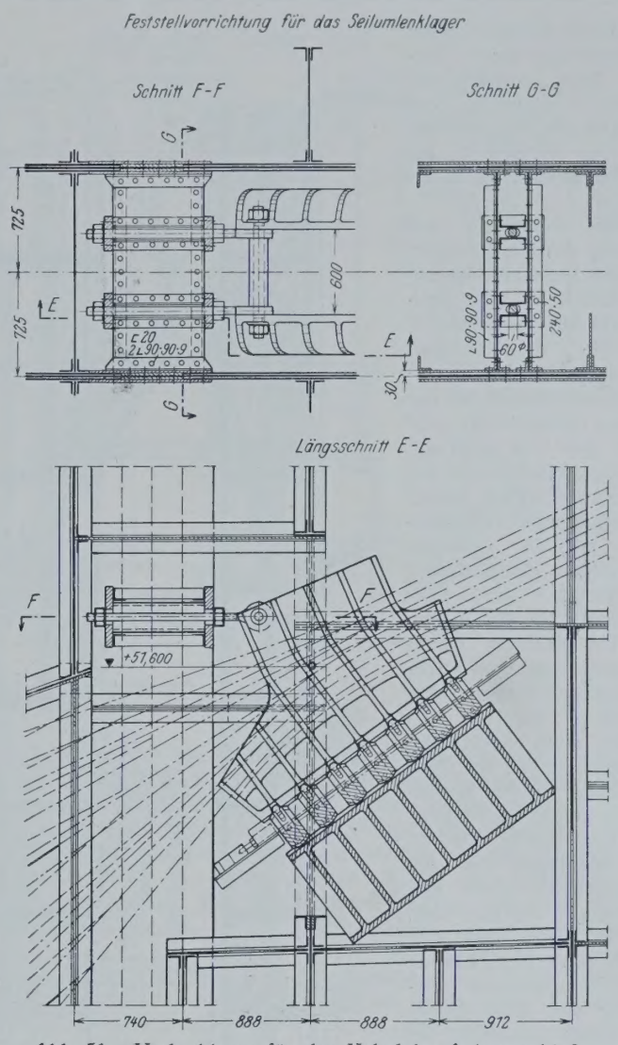


Abb. 51. Umlenklager für das Kabel im Ankerpunkt 0 des Versteifungsträgers.

Umlenklager. Das Seilumlenklager bei 0 ist mit Rücksicht auf die Längenänderungen der etwa 11 m langen Seilenden als bewegliches Auflager ausgebildet.[1])

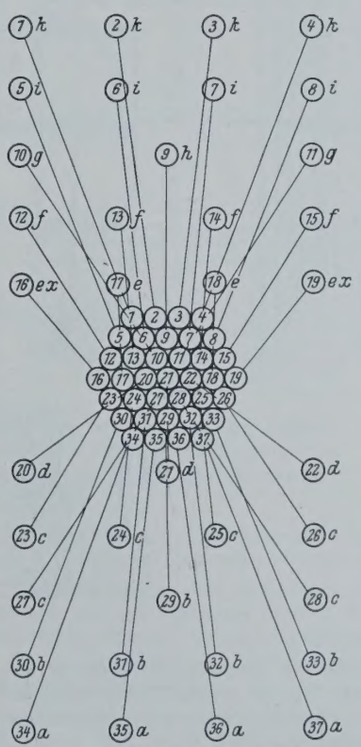


Abb. 52. Seilstreuung außerhalb des Umlenklagers.

Es besteht aus dem unteren, zwischen die Stegblechwände des Versteifungsträgers fest eingebauten, als Rippenkörper aus Stahlguß ausgebildeten Lagerstuhl und dem darüber auf 7 Stelzen ruhenden Kabelsattel (vgl. Abbild. 53).

Das Umlenklager wird durch die zur Umlenkung der einzelnen Seile notwendigen Kräfte (Umlenkkräfte) belastet.

Um diese Belastung möglichst klein zu halten, sind die beiden oberen Seilschichten (die Seile 1 bis 8) nach oben abgelenkt (vgl. Abb. 51); sie lagern in einem den Kabelsattel oben abschließenden Deckel (Abb. 53). Der mittlere Umlenkwinkel sämtlicher Seile und zugleich die Mittelkraft aller Umlenkkräfte ist so möglichst klein gehalten und die Konstruktion der Seilverankerung auch weniger stark

[1]) Für 11 m Seillänge ist von der Seilmontage
bis zur ganzen ständigen Last . . $\Delta l \approx 24$ mm
für Verkehrslast . $\Delta l \approx 10$ „
zusammen max $\Delta l \approx 34$ mm.

nach unten gezogen. Eine Vergrößerung dieser Vorteile durch aufwärts gerichtete Umlenkung von mehr als zwei Seilschichten war mit Rücksicht auf die Seilmontage nicht erreichbar.

Die Höhenlage und Neigung des Umlenklagers ist durch Lage und Neigung der Mittelkraft aller Seilumlenkkräfte bestimmt.

Die der Seilkraft max $S_{g+p} = 7808$ t entsprechende Mittelkraft der radialen Umlenkkräfte geht durch den 4 m unterhalb der Stegblechoberkante des Versteifungsträgers liegenden Schnittpunkt der Kabelachse mit der Auflagersenkrechten (theoretischer Mittelpunkt der Seilstreuung). Die Rollenbahn des Umlenklagers wurde senkrecht zu der dem größten Seilzug entsprechenden Mittelkraft gelegt.

Bei allen anderen Belastungsfällen ist der Seildurchhang in der Außenöffnung größer, die Neigung der Endtangente flacher. Die Mittelkraft aus den Umlenkkräften dreht sich mehr gegen die Lotrechte, was aber bei den entsprechend kleineren Kräften keine ungünstigere Belastung von Umlenklager und Versteifungsträger bedeutet.

Bei Vollbelastung der Mittelöffnung durch Verkehr ist das Umlenklager auch ohne Reibung zwischen Seil und Kabelsattel im Gleichgewicht. In allen anderen Belastungsfällen dagegen wird das Gleichgewicht im Umlenklager durch die Reibungskräfte zwischen Kabel und Kabelsattel hergestellt.

Die das Umlenklager belastende größte Mittelkraft aus den Umlenkkräften beträgt bei der größten Seilkraft etwa 1204 t.

Innerhalb des Kabelsattels sind die einzelnen Seile in lotrechten Ebenen nach konzentrischen Kreisbogen gekrümmt, und zwar nach unten mit einem kleinsten Halbmesser von min $R = 3{,}5$ m und nach oben (Seil 1 bis 8) mit min $R = 7{,}0$ m.

Die schwache seitliche Ablenkung der Seile beginnt jeweils erst außerhalb der lotrechten Kreisbogen, also erst dann, wenn die Seile in lotrechter Richtung bereits abgelenkt sind. Diese Maßnahme war für die genaue Bestimmung der Mittelkraft sowie zur Vereinfachung des ohnedies schwierig herzustellenden Gußmodells für das Umlenklager notwendig.

Für die Seilmontage waren für den auf den Rollen sitzenden Kabelsattel besondere Feststellvorrichtungen vorgesehen (vgl. Abb. 51).

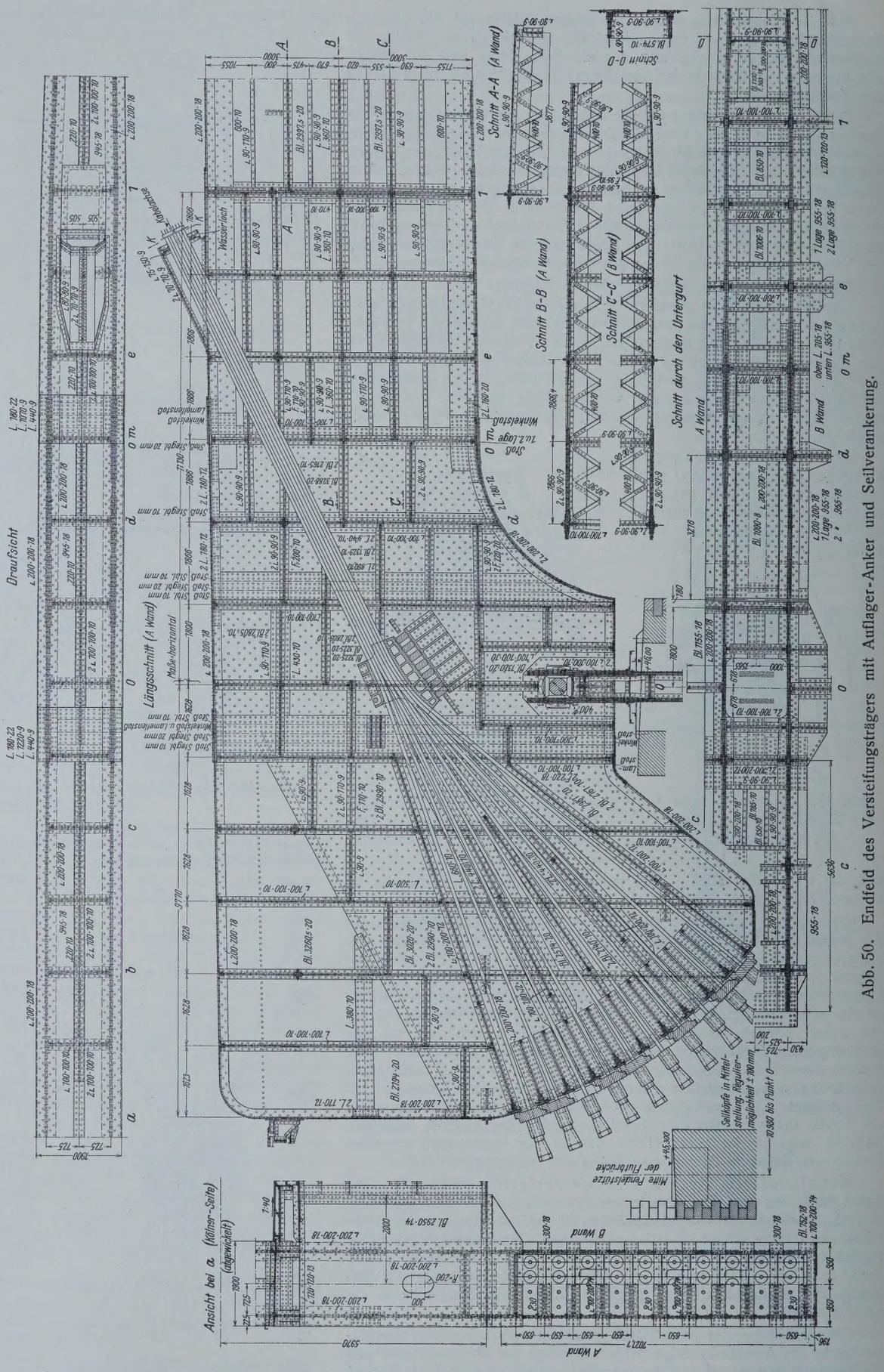


Abb. 50. Endfeld des Versteifungsträgers mit Auflager-Anker und Seilverankerung.

Die einzelnen Seile des aufgelösten Bündels laufen vom Umlenklager ab gruppenweise zwischen den fächerartig angeordneten Längsschotten und Stützrippen durch. Sie endigen außerhalb des Versteifungsträgers in Seilköpfen, welche die Seilkräfte mittelbar durch Stahlgußplatten an die erwähnten Stützrippen abgeben und weiter in die Stegblechwände des Versteifungsträgers leiten.

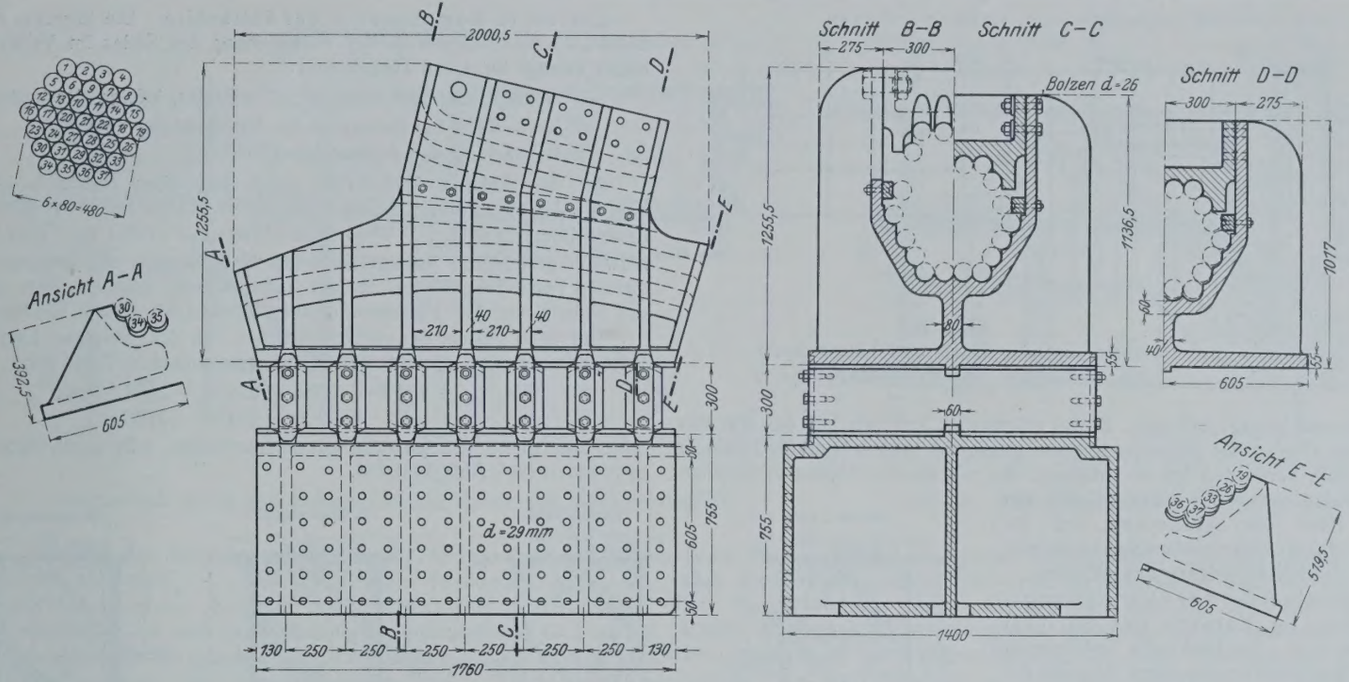


Abb. 53. Lagerteile für das Umlenklager, Punkt 0.

Seilköpfe. Jeder Seilkopf (Abb. 54) ist mit einem Gewindeansatz und einer zugehörigen Stellmuffe versehen. Die Auflagerung auf den Unterlagsplatten findet nicht unmittelbar auf den Seilköpfen, sondern auf der kreisringförmigen Grundfläche der Muffen statt. Die Stellmuffen gestatten, die Seillängen bei der Seilmontage in gewissen Grenzen zu regeln. Bei einer Mindestlänge des tragenden Gewindes von 200 mm ($\approx$ 10 Gänge von Sägegewinde $D = 210$ nach DIN 513) betrug die Nachstellbarkeit an jedem Seilende $\pm$ 100 mm, also je Seil insgesamt $\pm$ 200 mm.

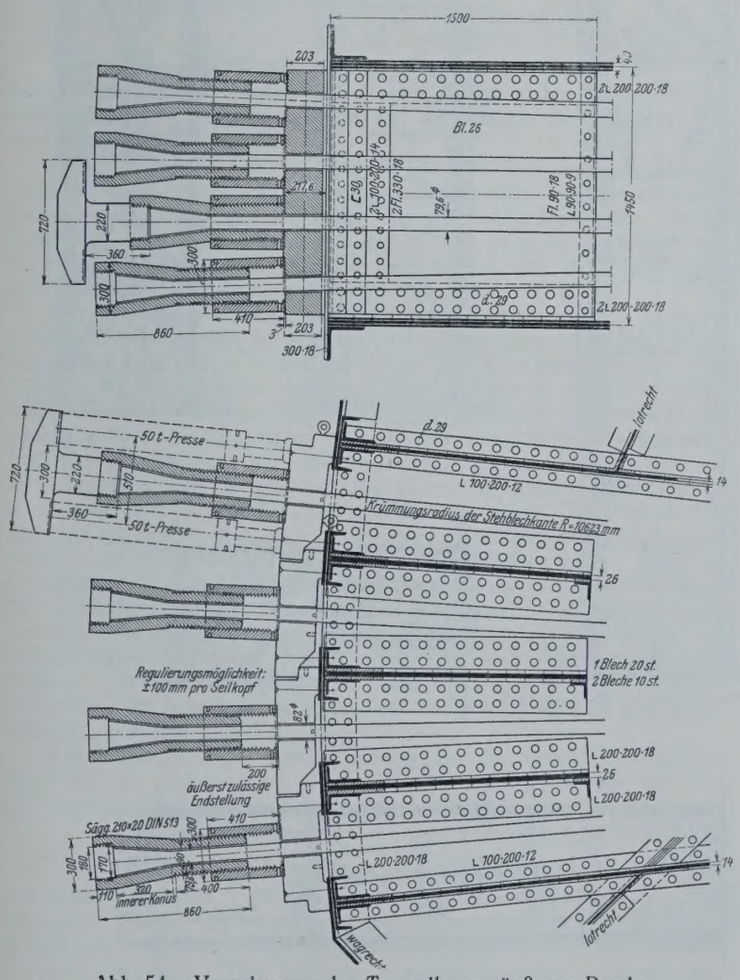


Abb. 54. Verankerung der Tragseile am äußeren Rande des Versteifungsträgers.

Der Vorgang beim Nachstellen der Muffen ist aus Abb. 54 ersichtlich. In das am äußeren Ende des Seilkopfes vorhandene Innengewinde konnte ein Hammerkopf eingeschraubt werden. Mittels zweier schlanker Druckwasserpressen konnte hierauf das Seil angezogen und dabei der Seilkopf mit der Stellmuffe von der Stützplatte abgehoben werden. Durch Nachstellen der Muffe war es möglich, jede gewünschte Lage festzuhalten.

Unterlagsplatten der Seilköpfe. Die in Abb. 54 u. 55 dargestellten Unterlagsplatten für die Seilköpfe liegen eng aneinandergefügt wie eine gebogene, den Seilrichtungen und dem Seildurchmesser entsprechend durchbohrte Platte über dem von den Stützrippen gebildeten Rost.

Nebeneinanderliegende Platten haben an der gemeinsamen Berührungsfläche je eine halbzylindrische Bohrung, die zusammen den 82 mm weiten Durchgangskanal für das 80 mm starke Seil bilden.

Für die Formgebung der verschiedenen, im Mittel etwa 210 mm hohen Plattenstücke war zu beachten, daß

1. die Auflagerflächen für die Seilköpfe bzw. deren Stellmuffen senkrecht zur Seilneigung liegen müssen, wenn das Seil ohne Biegung aus dem Seilkopf hervorgehen soll;
2. die auf den radial gestellten Stützrippen aufsitzenden Plattenflächen in zwei sich schneidenden, an einen Kreiszylinder tangierenden Ebenen liegen;
3. die Platten schichtweise, entsprechend der von unten beginnenden schichtweisen Seilmontage, schuppenartig übereinandergelegt werden können.

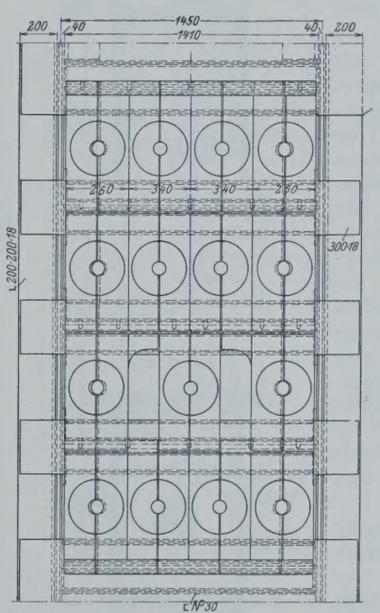


Abb. 55. Stirnansicht des äußeren Randes des Versteifungsträgers mit den Unterlagsplatten für die Säulenköpfe.

Stützrippen. Die Stützrippen bestehen aus 26 mm starken Querblechen mit einer 300 mm breiten, biegungssteifen Gurtung, welche die Unterlagsplatten der Seilköpfe trägt (Abb. 54).

Eine Stützrippe trägt im Maximum den durch Zugkraft von vier Seilen ausgeübten Stützdruck von $A_{g+p} = 4 \cdot 211 = 844$ t. Diese Kraft wird durch zwei Paar Anschlußwinkel L 200 · 200 · 18 und durch zweimal 52 Niete von 29 mm Durchm. in die beiden Stegbleche des Versteifungsträgers geleitet.

Der Mittenabstand der Stützrippen am äußeren, nach einem Halbmesser von 10,623 m kreisförmig gebogenen Rand des Versteifungsträgers

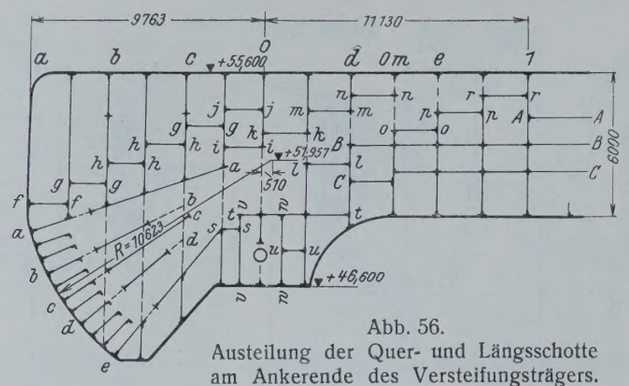


Abb. 56.
Austeilung der Quer- und Längsschotte am Ankerende des Versteifungsträgers.

gemessen, beträgt 650 mm. Er war erforderlich, um zwischen den 300 mm breiten Gurten der Stützrippen einen genügend breiten Spalt (350 mm) zu behalten, durch den bei der Montage die mit den Seilköpfen versehenen Seilenden gezogen wurden. Damit war die Höhe der Seilstreuung und die Form des die Seilverankerung aufnehmenden Versteifungsträgerendes gegeben.

Wandabstand des Versteifungsträgers im Bereich der Seilverankerung. Die Breite der Seilstreuung und der hierfür notwendige Abstand der Versteifungsträgerwände war bestimmt durch die Abmessungen der vier nebeneinanderliegenden Seilköpfe und Unterlagsplatten (vgl. Abb. 55).

Der normale Wandabstand von 880 mm reicht nicht aus, um die Seilverankerung unterzubringen. Die Stegbleche sind deshalb im Feld 2—1 von 880 mm bis auf 1450 mm Mittenabstand auseinandergezogen. Von Punkt 1 bis an das Ende des Versteifungsträgers ist der Wandabstand konstant gleich 1450 mm. Den durch den Knick in der Wandung bei Knotenpunkt 1 und 2 auftretenden Kräften ist Rechnung getragen.

Aussteifung der Versteifungsträgerwände. Um für die hier besonders großen Flächen der Stegbleche des Versteifungsträgers genügende Knickfestigkeit zu erhalten, sind zwischen den Blechwänden lotrechte, längslaufende und (im Bereich der Seilstreuung) schräglaufende Schotte eingebaut. Die lotrechten und schrägen Schotte haben volle, mit Winkeln ausgesteifte Stegbleche. Die längslaufenden Schotte sind Gitterwerke, die in den Verankerungsenden des Versteifungsträgers mit Rücksicht auf den größeren Wandabstand bis zum Fach 1—2 stärker als im normalen Teil des Versteifungsträgers gebaut sind (vgl. Abb. 56 u. 57).

Die Einteilung der lotrechten Schotte ist durch die an den Querträgeranschlüssen erforderlichen Querschotte bedingt. Der Abstand der lotrechten Schotte beträgt im Fach 1—0 nur 1,866 bzw. 1,628 im Kragarm, gegen etwa 3,7 m in den normalen Fachen.

Die Stegblechdicke beträgt im eigentlichen Ankerende $10 + 20 + 10 = 40$ mm. Die normale Wandstärke von 20 mm beginnt etwa in Mitte des Faches 0—1 an der Stelle, wo die Stegblechhöhe auf 6 m abgenommen hat.

Die Größe der freien Felder der Stegblechwände ist, soweit notwendig, durch Anbringung von kräftigen Versteifungen durchweg so gewählt, daß die kritische Spannung im Falle des Ausbeulens der Wand nicht unter die Streckgrenze des Materials herabgeht.

Lotrechte Komponenten der Seilkräfte. Die lotrechte Komponente „V“ der Seilkraft an der Verankerung des Seiles im Versteifungsträger beträgt für einen Hauptträger:

infolge ständiger Last: $V_g = -2442$ t, infolge der Verkehrslast $V_p' = -896$ t bei Belastung der Mittelöffnung bzw. $V_p'' = +342$ t bei Belastung der Außenöffnungen.

An den Ankerpunkten treten somit nach oben gerichtete lotrechte Kräfte auf, deren größter Betrag $V_{g+p}' = -2442 - 896 = -3338$ t und deren Kleinstwert $V_{g+p}'' = -2442 + 342 = -2100$ t ist. Dieser nach aufwärts gerichteten Auflagerkraft des Kabels wirkt der Stützdruck des ganzen Versteifungsträgers in der Seitenöffnung (einschließlich Gewicht des Kabels und der Verankerungskonstruktion) mit $A_g = +954$ t entgegen.

Die nach Abzug des Auflagerdruckes aus der ständigen Last in der Seitenöffnung noch übrigbleibende aufwärts wirkende Kraft von

$$V_{g+p} + 954 = -3338 + 954 = -2384 \text{ t bzw.}$$
$$-2100 + 954 = -1146 \text{ t}$$

wird teils durch das Gewicht des Ankerpfeilers, teils durch Ballast aufgenommen (vgl. Abb. 58 u. 59).

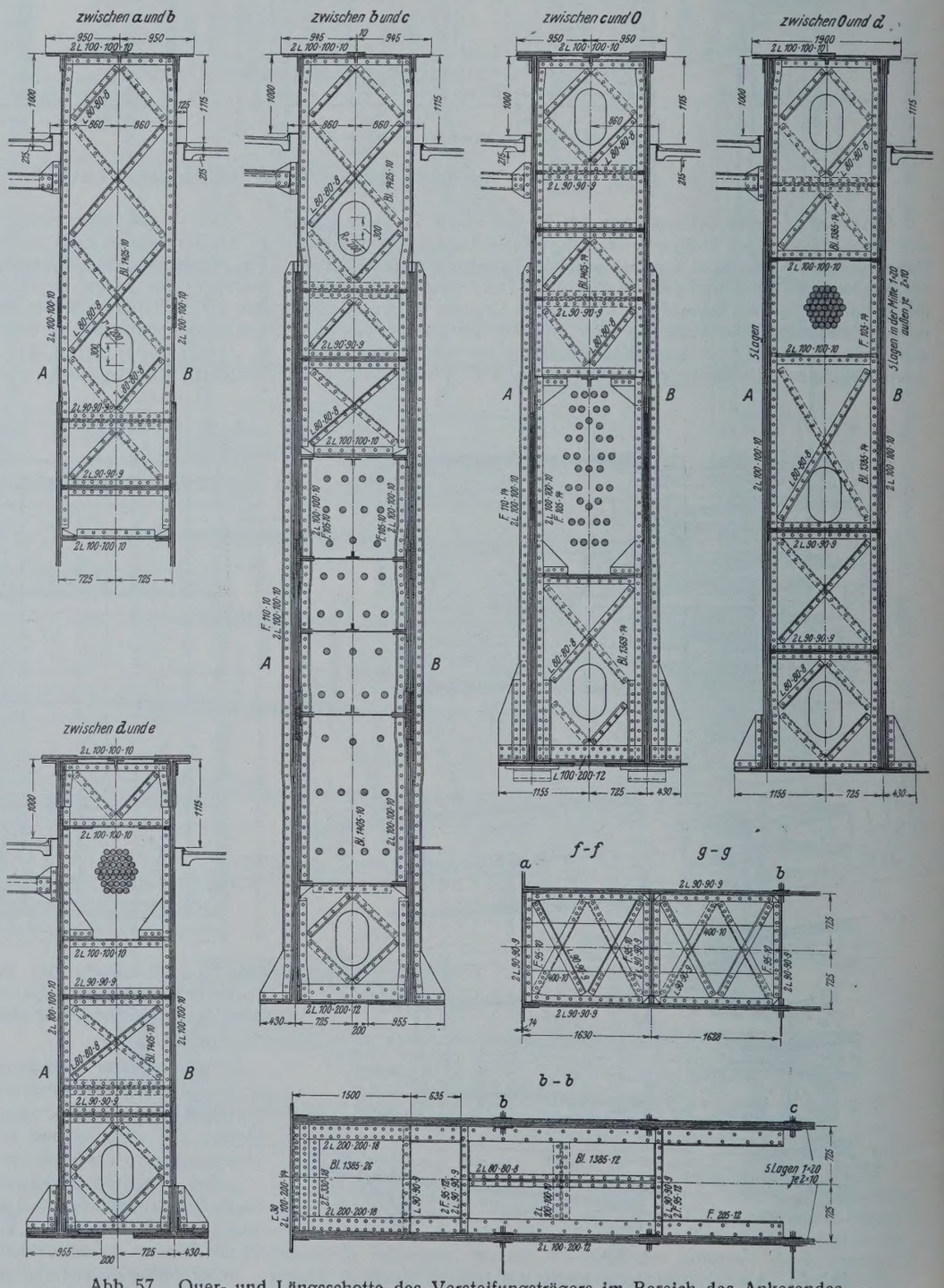


Abb. 57. Quer- und Längsschotte des Versteifungsträgers im Bereich des Ankerendes.

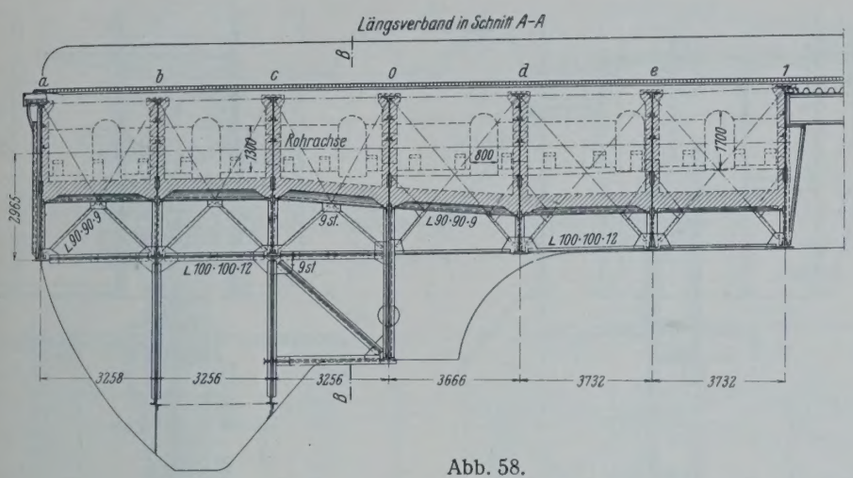


Abb. 58.
Längsschnitt durch den Betonballast am Ankerende der Hauptbrücke.

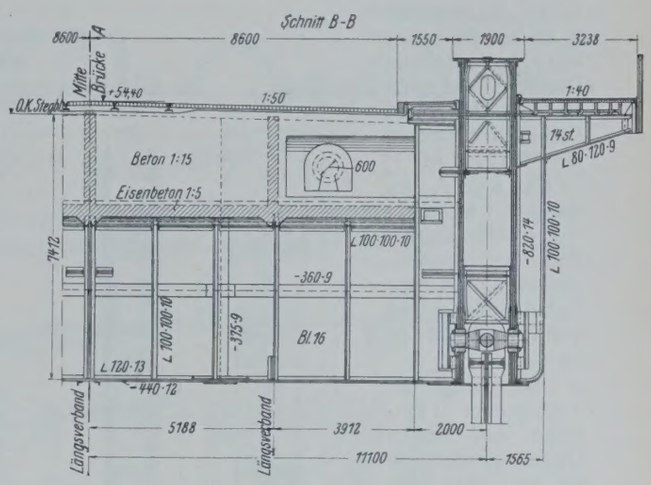


Abb. 59. Brückenquerschnitt am Ankerpunkt 0.

Das Gewicht des Ballastes beträgt etwa 1146 t je Tragwand, also gerade soviel wie min $V_{g+p} = 954$ t, d. h. der Stützdruck A_{g+p} ist bei Vollbelastung der beiden Seitenöffnungen gerade Null. Die Ankerpendel haben also keine Druckkräfte aufzunehmen.

Bei ungünstigster Verkehrsbelastung (Vollbelastung der Mittelöffnung) ist noch ein negativer Stützdruck $A_{g+p} = -2384 + 1146 = -1238$ t durch die Verankerung aufzunehmen.

Bei höchstem Hochwasser, also bei dem größten Auftrieb, ist das wirksame Gewicht des halben Ankerpfeilers auf Kölner Seite 1713 t, auf Mülheimer Seite 1880 t.

Diesen Gewichtsüberschuß würde erst eine mehr als $1^1/_2$fache Verkehrslast aufbrauchen. Denn es ist

$$V_g + 1{,}5\,p = 2442 + 1{,}5 \cdot 896 = -3786 \text{ t.}$$

Die Gegenwirkung:

positiver Stützdruck $A_g = 954 + 1146 =$ 2100 t
Nettogewicht des halben Ankerpfeilers = 1713 t
zusammen 3813 t ($>$ 3786 t).

Die angegebenen Werte beziehen sich auf die Kölner Seite. Für die Mülheimer Seite ergeben sich infolge abweichender Anordnung der Fußwege und der Ankerpfeiler zum Teil Änderungen dieser Zahlen, die aber nur unerheblich sind.

Betonballast. Abb. 58 u. 59 zeigen die Anordnung des Betonballastes, der im Fach 1—0 und im anschließenden Kragarm unter der Fahrbahndecke zwischen den Hauptträgern untergebracht ist. Dieser Ballastkörper ist 18,20 m breit und 20,9 m lang, seine Höhe wechselt von 2,8 m bei Querträger *a* auf 3,4 m bei Querträger 1. Für die Rohrleitungen sind begehbare Aussparungen vorgesehen.

Der Ballastkörper wurde in zwei Abschnitten hergestellt. Zunächst wurden Eisenbetontröge ausgeführt, welche den oberen Teil der sieben Querträger *a, b, c,* 0, *d, e* und 1 umschließen. Eine längslaufende Trogwand in der Brückenachse und zwei seitlich davon im Abstande von je 5,188 m laufende Wände umschließen die lotrechten Fachwerk-Längsverbände der Ballastquerträger. Das Gewicht dieser Eisenbetontröge beträgt für jede Tragwand rund 300 t. Die von den Eisenbetonwänden des Ballasttroges umhüllten Teile der Querträger und Längsverbände wurden durch eine fette Betonmischung gegen Rost geschützt. Nach beendigter Montage der Brücke, d. h. nach dem Freisetzen der Mittelöffnung, wurden die Eisenbetontröge zur Vervollständigung des Ballastgewichtes mit Beton 1 : 15 aufgefüllt und damit die Deckunterlage für die Fahrbahn geschaffen. Das Gesamtgewicht des Ballastes sowie die darauf ruhenden Fahrbahnlasten werden von den Ballastquerträgern aufgenommen und an die Versteifungsträger abgegeben. Zwischen den inneren Versteifungsträger-Wänden und dem Ballastkörper ist ein etwa 1,25 m breiter Raum frei geblieben; die Anschlußkonstruktion der Ballastquerträger an die Hauptträger ist demnach stets frei zugänglich.

Die Ballastquerträger werden zunächst an die inneren Versteifungsträger-Wände angeschlossen. Die zwischen den Stegwänden der Versteifungsträger eingebauten Querschotte verteilen die Stützkräfte

(im Fach 1—0 etwa $A_{g+\varphi p} = 254 + 49 = 303$ t,
im Kragarm etwa $A_{g+\varphi p} = 192 + 45 = 237$ t)

auf beide Stegwände. Sie sind mittels Durchbindeflacheisen bzw. am Untergurt mittels Querbleche an die Ballastquerträger angeschlossen, so daß die auftretenden Biegungsmomente aufgenommen werden können.

Ankerpendel. Die an den Verankerungspunkten auftretenden negativen Stützdrücke von max $A_{g+p} = -1238$ t je Hauptträger werden durch Pendel in den Ankerpfeiler weitergeleitet. Die Ankerpendel sind oben am Versteifungsträger und unten im Ankerpfeiler nach der Längs- und Querrichtung drehbar angeschlossen (vgl. Abb. 60). Die Pendelstützen ersetzen die längsbeweglichen Rollenlager an den Brückenenden[1]). Die Querbeweglichkeit war notwendig, um beim Einbauen des Betonballastes und bei Belastung der Fahrbahn Zwängungen zu vermeiden, sowie um einen spannungslosen Ausgleich der nicht unbeträchtlichen Temperaturlängenänderungen der Querträger zu ermöglichen.

Die Ankerpendel bestehen aus zwei Augenstäben von je 800 mm Breite und $3 \times 20 = 60$ mm Dicke, welche durch einen 500 mm hohen Steg zum H-Querschnitt verbunden sind. An den Augen sind die Pendel 1050 mm breit und $5 \times 20 = 100$ mm dick.

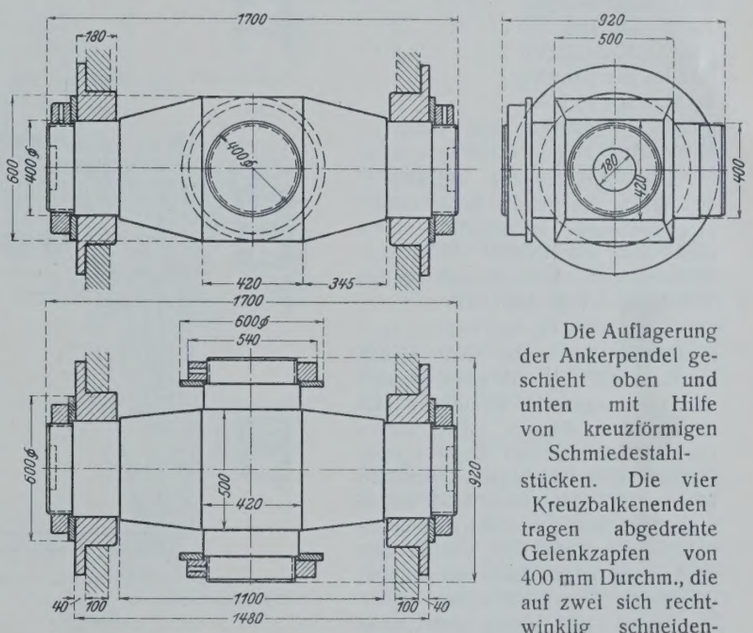


Abb. 61. Kreuzgelenke der Ankerpendel.

Die Auflagerung der Ankerpendel geschieht oben und unten mit Hilfe von kreuzförmigen Schmiedestahlstücken. Die vier Kreuzbalkenenden tragen abgedrehte Gelenkzapfen von 400 mm Durchm., die auf zwei sich rechtwinklig schneidenden Mittelachsen liegen (vgl. Abb. 61).

Die Pendelaugen sitzen mit ihren 400 mm weiten Bohrungen direkt an den längsgerichteten Armen der Kreuzbalken. Der größte Lochleibungsdruck $\sigma_l \approx 1600$ kg/cm² bleibt weit unter der zulässigen Grenze.

Die in den Pendelaugen vorkommenden Bewegungen sind in der fertigen Brücke ziemlich klein, da der größte Teil der Querdrehung bereits während der Montage vor sich geht.

Die Verbindung mit den Versteifungsträgerwänden bzw. mit der Ankerkonstruktion wird durch die längeren quergerichteten Arme des Kreuzbalkens hergestellt. Da dieser Teil des Gelenks die größeren Längsbewegungen des Pendels ermöglichen soll, wurde der Lochleibungsdruck niedriger gehalten. Die 400 mm starken Zapfen lagern hier in 180 mm breiten Stahlgußbüchsen, die in den Wänden des Versteifungsträgers bzw.

[1]) Die Bewegung des Brückenendes in Höhe des Pendelanschlusses beträgt auf Kölner Seite nach außen 45 mm, nach innen 120 mm. Auf Mülheimer Seite nach außen 170 mm, nach innen 211 mm. Die Unsymmetrie ist durch das über dem Kölner Pylonenpfeiler befindliche feste Lager des Versteifungsträgers bedingt.

in den Ankerstäben in kreisrunde Löcher von 710 bzw. 640 mm Durchm. eingepaßt sind. — Der größte Lochleibungsdruck in der Büchse ist $\sigma_l = 890$ kg/cm², für ständige Last allein $\sigma_{lg} = 250$ kg/cm². Eine nennenswerte Abnutzung in den Leibungsflächen ist somit nicht zu erwarten.

Die Länge der Ankerpendel zwischen den beiden Gelenkstücken ist auf der Kölner Seite 8,15 m, auf der Mülheimer Seite 7 m. Dieser Unterschied ist durch die verschiedene Tieflage der beiden Caissons bedingt (vgl. Beschreibung des Unterbaues, S. 779).

Der auf die ganze Länge des Pendels eingebaute Quersteg gab dem Ankerpendel in Verbindung mit Querrahmen von 1,4 m Abstand genügende Knicksicherheit für die während der Montage vorübergehend auftretenden Druckkräfte.

Die Ankerpendel stehen in Schächten, die im Pfeilermauerwerk ausgespart sind. Die Schachtöffnungen sind mit am Pendel befestigten schirmartigen Deckelkonstruktionen verschlossen (vgl. Abb. 60).

Einbetonierte Verankerungskonstruktion. Aus dem Boden des Schachtes ragen die oberen Enden von zwei senkrecht im Pfeiler einbetonierten flachen Ankerstäben hervor, die mit den Lagerbüchsen für das untere Pendelgelenk versehen sind. Die Ankerstäbe sind an je einen ebenfalls einbetonierten Querbalken angeschlossen, welcher sich nach oben gegen zwei im Caisson eingebaute Trägerroste stützt.

Die 3,25 m langen und 1,40 m hohen Querbalken sind Blechträger mit zwei 40 mm weit auseinanderliegenden Stegblechen, zwischen denen das untere Ende des 40 mm dicken und 1250 mm breiten Ankerbandes steckt. Die seitlichen Zwischenräume sind mit Futterblechen ausgefüllt, um Hohlräume zu vermeiden.

Der Zugquerschnitt der Ankerstäbe besteht aus zwei aufeinanderliegenden Breiteisen 1250 · 20 mm. Die größte Zugbeanspruchung des nutzbaren Querschnitts des Ankers beträgt $\sigma = 1510$ kg/cm². Als Rostschutz sind die Ankerstäbe etwa 2 m tief noch durch beiderseitige Auflagen von je 1230 · 30 verstärkt, so daß der Gesamtquerschnitt in diesem Bereich $2^1/_2$ mal so groß ist wie der durchgehende Querschnitt. Außerdem sind an der Übergangsstelle, wo der Anker in den Beton eindringt, noch beiderseits auf eine Höhe von 350 mm über dem Beton und 700 mm in den Beton hinein 8 mm starke und 1250 mm breite Auflagen aus rostsicherem Ferroplatin aufgenietet.

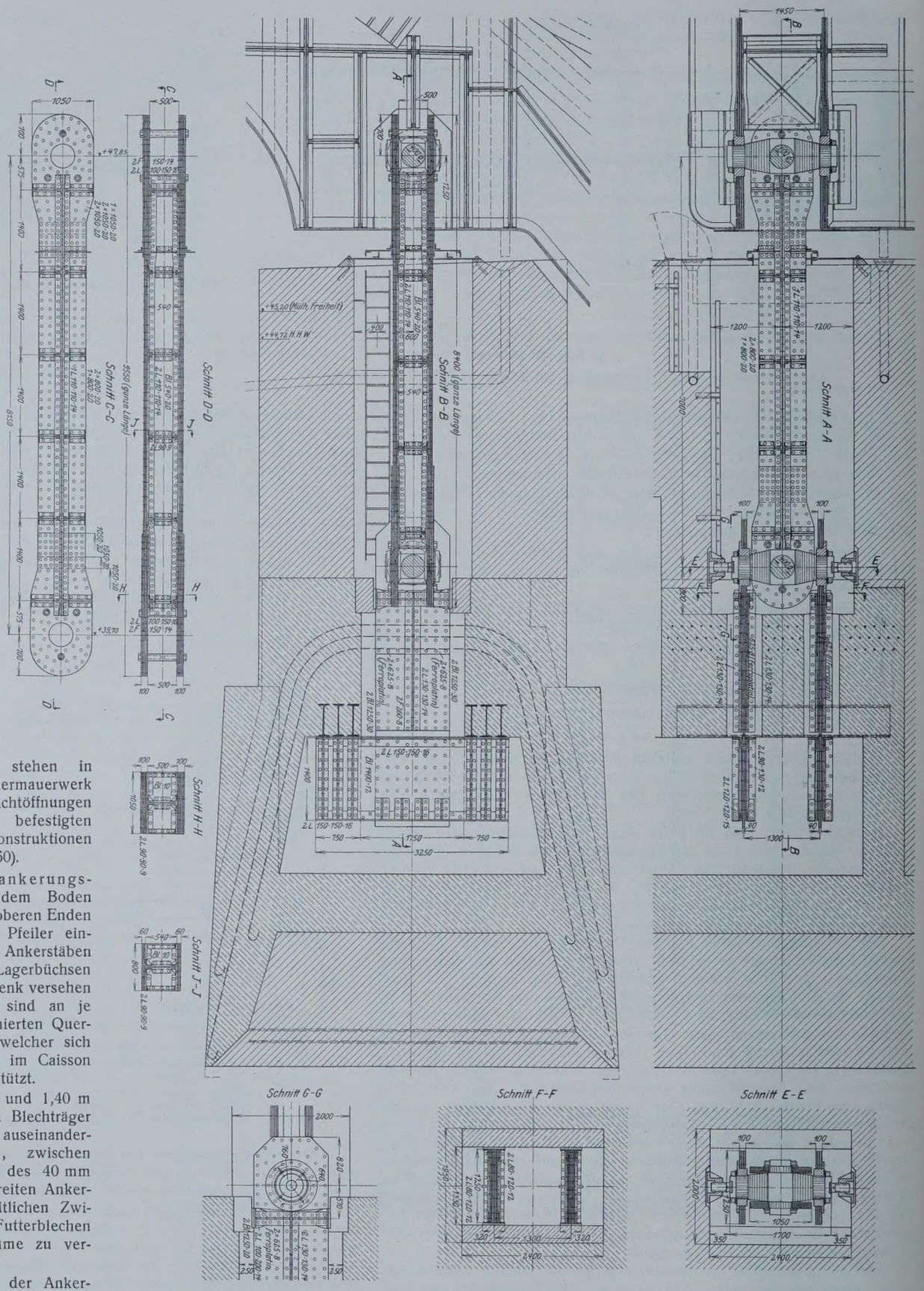


Abb. 60. Verankerung des Versteifungsträgers im rechten Ankerpfeiler (Mülheimer Seite).

Halslager für waagerechte Kräfte am unteren Gelenk. Bei den Pendelbewegungen treten infolge der Schrägstellung der Pendel waagerechte Kräfte auf, die durch besondere Halslager oberhalb der Eindringstelle der Anker in den Beton aufgenommen werden.

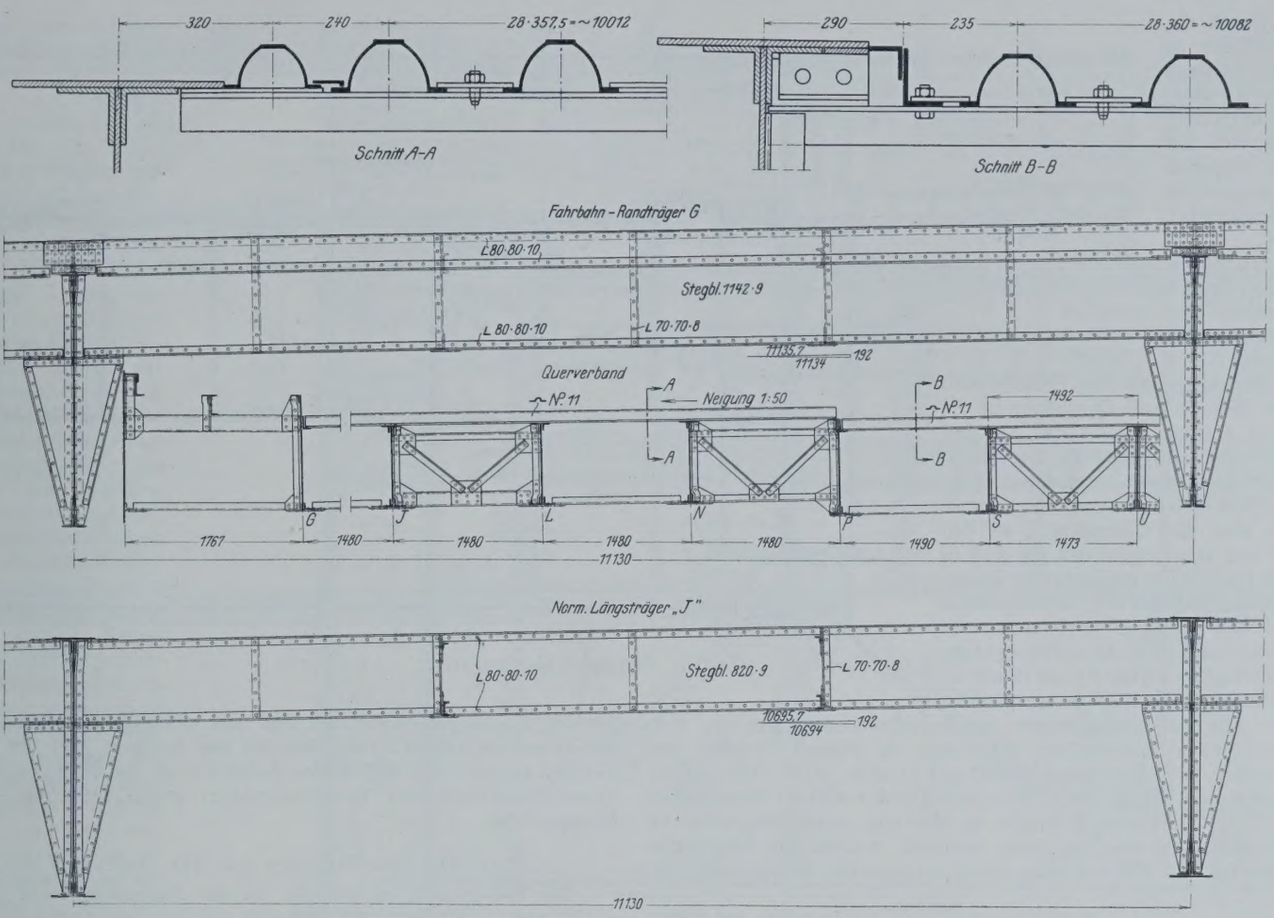


Abb. 62. Fahrbahnträger und Querverbände der Fahrbahn.

4. Fahrbahn und Fußwege.

Fahrbahndecke.

Die Fahrbahnabdeckung besteht aus Weichholzpflaster von 10 cm Stärke auf einer Feinzementschicht mit Drahtnetzeinlage, darunter befindet sich eine Isolierschicht aus Asphaltgewebe auf Kiesbeton. Die Fahrbahndecke ruht auf Belageisen NP 11. Durch den Einbau der 180 mm hohen Rillenschienen für die beiden in Fahrbahnmitte angeordneten Straßenbahngleise ergab sich dort eine Stärke der Fahrbahndecke einschließlich Hartholz-Unterlage, Isolierschicht und Betondecke über den Belageisen von 0,27 m. Um diese hohe und schwere Fahrbahndecke auf die notwendige Breite zu beschränken, wurde der Fahrbahnteil unter den Gleisen trogartig vertieft und durch Neigung der Isolierschicht für das eingedrungene Wasser nach der Mitte entwässert. Für die äußeren Fahrbahnstreifen konnte so die Höhe der Fahrbahndecke über den Belageisen auf 0,155 m beschränkt werden, was eine entsprechende Verringerung der ständigen Last zur Folge hatte. Die Belageisen wurden als durchlaufende Balken auf elastischen Stützen berechnet. Dabei ist für die Bemessung das Größtmoment in Mitte Endfeld maßgebend. Es ergaben sich folgende Beiwerte der für den einfachen Balken ermittelten Momente:

für ständige Last (gleichmäßig verteilt) . . $\alpha_g = 0{,}77$,
für Verkehrslast (als Einzellast angenommen) $\alpha_p = 0{,}92$.

Als Material wurde für die Belageisen Hochbaustahl St 48 gewählt; der Größtabstand der Belageisen beträgt 0,36 m.

Die Decke der Radfahrwege besteht aus 6 cm starken Eisenbetonplatten, auf welche eine 2,5 cm starke Schicht von Gußasphalt aufgebracht ist; die Eisenbetonplatten ruhen teils auf dem Randlängsträger der Fahrbahn, teils auf einem Z-förmigen Randlängsträger am Versteifungsträger und einem aus L- und C-Eisen zusammengesetzten Zwischenlängsträger. Letzterer wieder stützt sich auf Zwischenquerträger aus C-Eisen, die einerseits an den Versteifungsträger, anderseits an den Fahrbahn-Randträger angeschlossen sind.

Längsträger.

Die Fahrbahn-Längsträger sind genietete Träger mit Steghöhen von 820 bis 1142 mm in den normalen Brückenfeldern. Ihre Anordnung und Einzelausbildung ist in Abb. 62 dargestellt. In den anormalen Feldern 7—8 und 8—9 vergrößern sich die Steghöhen um 140 mm. Zur Erhöhung der Seitensteifigkeit sind in jedem Felde zwischen den Längsträgern zwei Querverbände angeordnet, die gleichzeitig zur Aufhängung des Windverbandes und der über die Brücke führenden Rohrleitungen dienen. Die Längsträger sind als freiaufliegende Träger berechnet.

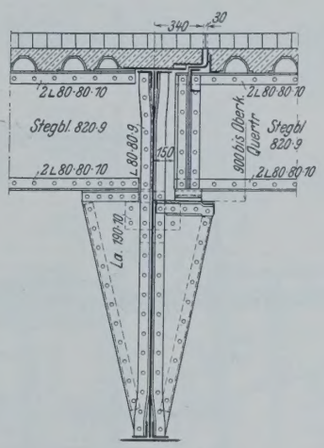


Abb. 63.
Fahrbahnunterbrechung in den Punkten 2, 12 u. 17.

Fahrbahnunterbrechungen.

An den Gelenken (7 und 22) sowie bei den Punkten 2, 12 und 17, d. h. nach jedem fünften Feld, sind Fahrbahnunterbrechungen angeordnet. Ihre konstruktive Ausbildung ist aus Abb. 63 zu ersehen.

Querträger.

Normaler Querträger, Abb. 64. Der Obergurt der Querträger ist entsprechend der Straßendecke 1 : 50 geneigt. In der Ebene der unteren Gurtung der Querträger liegt der Windverband der Brücke. Die Querträger sind daher gleichzeitig Glieder des Windverbandes; sie erhalten zusätzliche Normalkräfte und aus deren exzentrischem Angriff Zusatzmomente, die bei der Querschnittbemessung der Querträger berücksichtigt werden mußten.

Eine wirksame Aussteifung der Querträger geschieht durch die hohen Anschlußkonsolen der Längsträger, die unter jedem Trägerstrang angeordnet sind.

Um das im Anschluß der Querträger auftretende Moment aufnehmen zu können, sind die Querträger oben durch Laschen, die gleichzeitig zum Anschluß der Fußwegkonsole dienen, in die Versteifungsträger eingebunden, während am Untergurt eine Konsole angeschlossen ist, die zugleich die Fahrbahn für den Besichtigungswagen trägt. Die Knotenbleche des Windverbandes durchschneiden die Anschlußkonsole der Querträger an die Haupttragwände. Die Windknotenbleche ihrerseits durften nicht durchschnitten und einseitig angeschlossen werden; deshalb wurden die Konsolbleche bis über den Rand der Windknotenbleche verbreitert und mit den Querträgerstegen besonders verlascht.

Im Endfeld, d. h. zwischen der inneren Hauptträgerwand und dem Fahrbahnrandträger, wurde eine kreuzweise Aussteifung der Wand vor-

gesehen, womit die freie Wandfläche in vier Teile zerlegt wurde; in den übrigen Feldern wurde die obere, in der Druckzone liegende Hälfte der Stegbleche durch Längswinkel ausgesteift.

Querträger an den Gelenken. An den Gelenken der Seitenöffnungen der Brücke (Punkt 7) und an dem Montagegelenk in Brückenmitte (Punkt 22) sind je zwei Querträger in 0,7 bzw. 0,82 m Abstand angeordnet. Sie sind insofern anormal ausgebildet, als infolge der geringeren Belastungsbreite dieser Querträger die Deckplattenstärken geringer sind. Außerdem sind die Querträger 7 an den Enden so weit eingezogen, daß die dort in Unterkante Querträger angeordneten waagerechten Bleche in Höhe des Gelenkpunktes liegen (vgl. Abb. 41). Auch der Systempunkt des Windverbandes ist in diese Höhe gelegt.

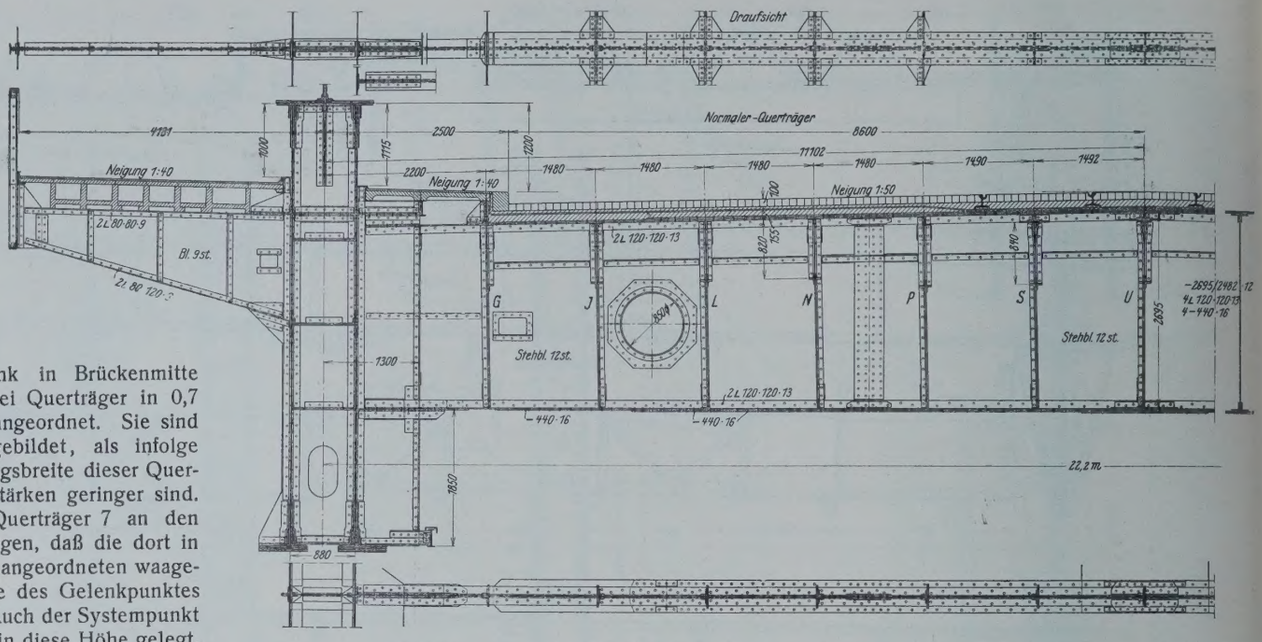


Abb. 64. Normaler Querträger.

Querträger an dem Pylon (Punkt 8). Der Querträger im Auflagerknotenpunkt 8 bildet mit den Versteifungsträgern einen Halbrahmen. Um die sich ergebenden großen Eckmomente aufnehmen zu können, wurden die Querträger oben und unten durch Winkel und Laschen in die Versteifungsträger eingebunden. Konstruktive Einzelheiten sind in Abb. 34 dargestellt[1]). Die Höhe des Querträgers 8 wurde zu 3850 mm, seine Stegstärke zu 16 mm gewählt. Da die Druckzone wechselt, wurden die Stegbleche in der oberen und unteren Zone durch waagerechte Winkeleisen ausgesteift.

Ballastquerträger. Eine besondere, von der normalen Fahrbahnkonstruktion abweichende Anordnung war an den beiderseitigen Enden der Hauptbrücke erforderlich. Zur Aufnahme des dort angeordneten Betonballastes sind zwischen Querträger 0 und 1 zwei Querträger *d* und *e* eingeschaltet und außerhalb des Trägers 0 drei weitere Querträger *a*, *b* und *c* hinzugefügt. Sie sind durch drei Längsverbände miteinander verbunden (vgl. Abbild. 58 u. 59). Längsträger sind nicht vorhanden, da die Fahrbahnlasten durch den Ballastbeton unmittelbar auf die Querträger übertragen werden können. Der Querträger in Punkt 0 (vgl. Abbild. 65) ist außerordentlich hoch gehalten (7412 mm), um eine wirksame Versteifung der Hauptträger in der Ebene der Verankerung zu erzielen. Die übrigen Ballastquerträger haben eine Steghöhe von 4400 mm (außer Querträger 1 mit 4515 mm). Trotz der großen Trägerhöhen konnten die Stegstärken verhältnismäßig gering gehalten werden, da ein Ausknicken der von Beton umkleideten Stege nicht möglich ist. Betonballast und Querträgerstege sind durch Rundeisen, die mit den Stegen verschraubt sind, fest miteinander verbunden. Unter den Ballastquerträgern *c* (vgl. Abb. 66) und *b* wurde noch ein lotrechter Verband angeordnet. Sie wurden dadurch noch zur Sicherung der großen Verankerungsflügel der Versteifungsträger gegen seitliches Ausknicken herangezogen.

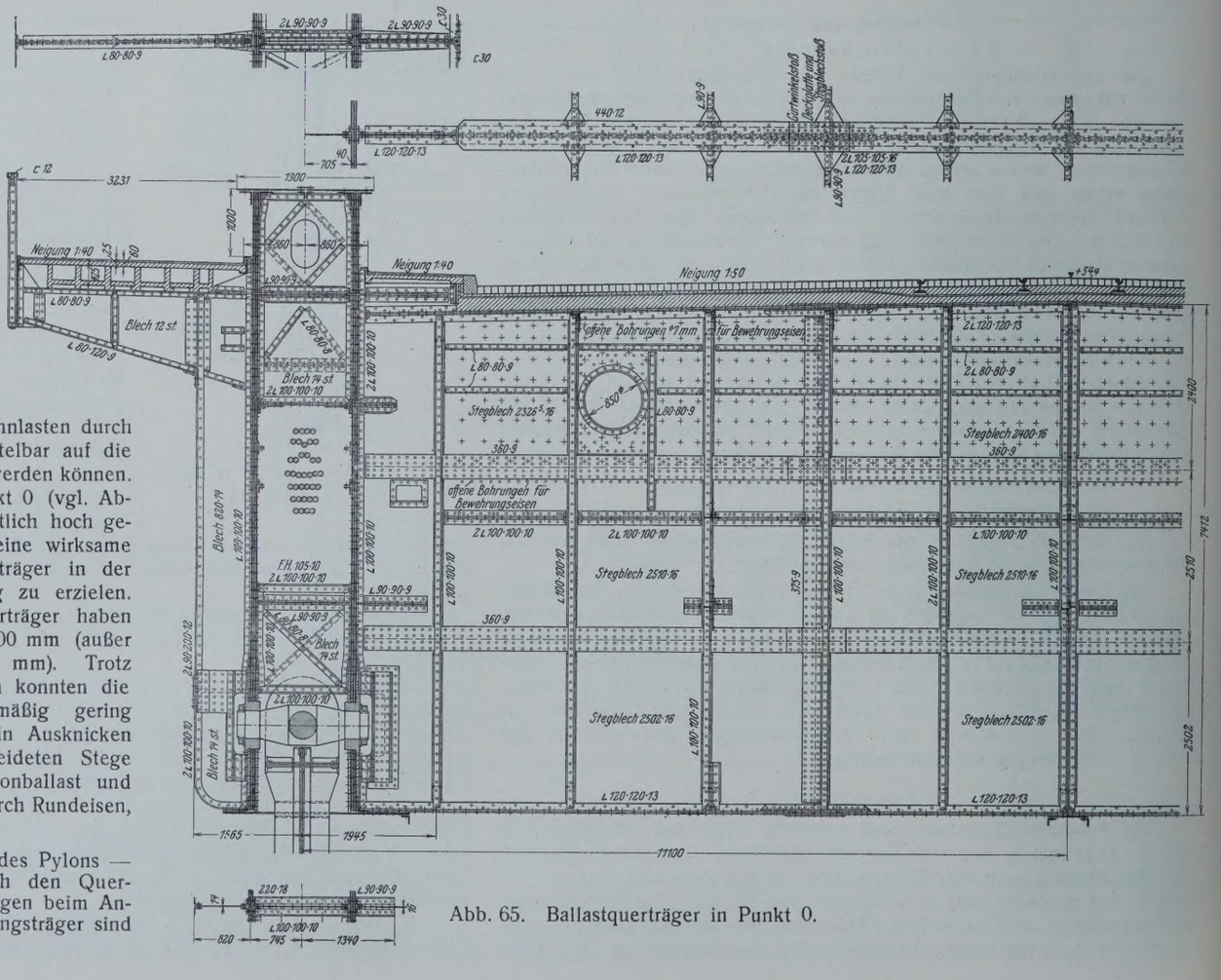


Abb. 65. Ballastquerträger in Punkt 0.

Fahrbahn-Dilatationen an den Ankerpfeilern.

Die Verschiebungen betragen an der Mülheimer Seite rechnerisch + 170 und — 195 mm. Mit Rücksicht auf Ungenauigkeiten bei der Montage wurden diese Zahlen erhöht und eine größte Verschiebung von

[1]) Das Gesamtbild des Pylons — Abb. 33 — zeigt auch den Querträger 8; die Einbindungen beim Anschluß an den Versteifungsträger sind in Abb. 43 ersichtlich.

± 240 mm angenommen. Entsprechend wurde an der Kölner Seite statt + 43 und — 102 ein Verschiebungsmaß ± 140 mm vorgesehen. Die zur Überdeckung der Fugen angeordneten Gleitplatten aus Stahlguß haben auf der Mülheimer Seite eine Breite von 1230 mm und eine größte Länge von 1650 mm. Ihre Ausbildung ist aus Abb. 67 zu ersehen. Sie liegen auf beiden Seiten lose auf. Durch Anschläge ist Sorge getragen, daß für die Grenz-Verschiebungszustände des Überbaues die Stellung der Platten festgelegt ist. In den Zwischenstellungen ist freie Verschieblichkeit der Platten möglich, aber der Größtausschlag gegen jede der beiden Seiten durch die Anschläge begrenzt. Außerdem sind die Platten gegen gegenseitige Verschiebung durch entsprechende Anschläge gesichert. Die Auflageränder der Platten sind wulstartig gestaltet, um eine einwandfreie Lagerung zu erzielen. Gleichzeitig ist dadurch erreicht, daß die Platte der wechselnden Höhenlage des Brückenendes infolge Durchbiegung des Versteifungsträgers bei den verschiedenen Verkehrsbelastungen leicht folgen kann.

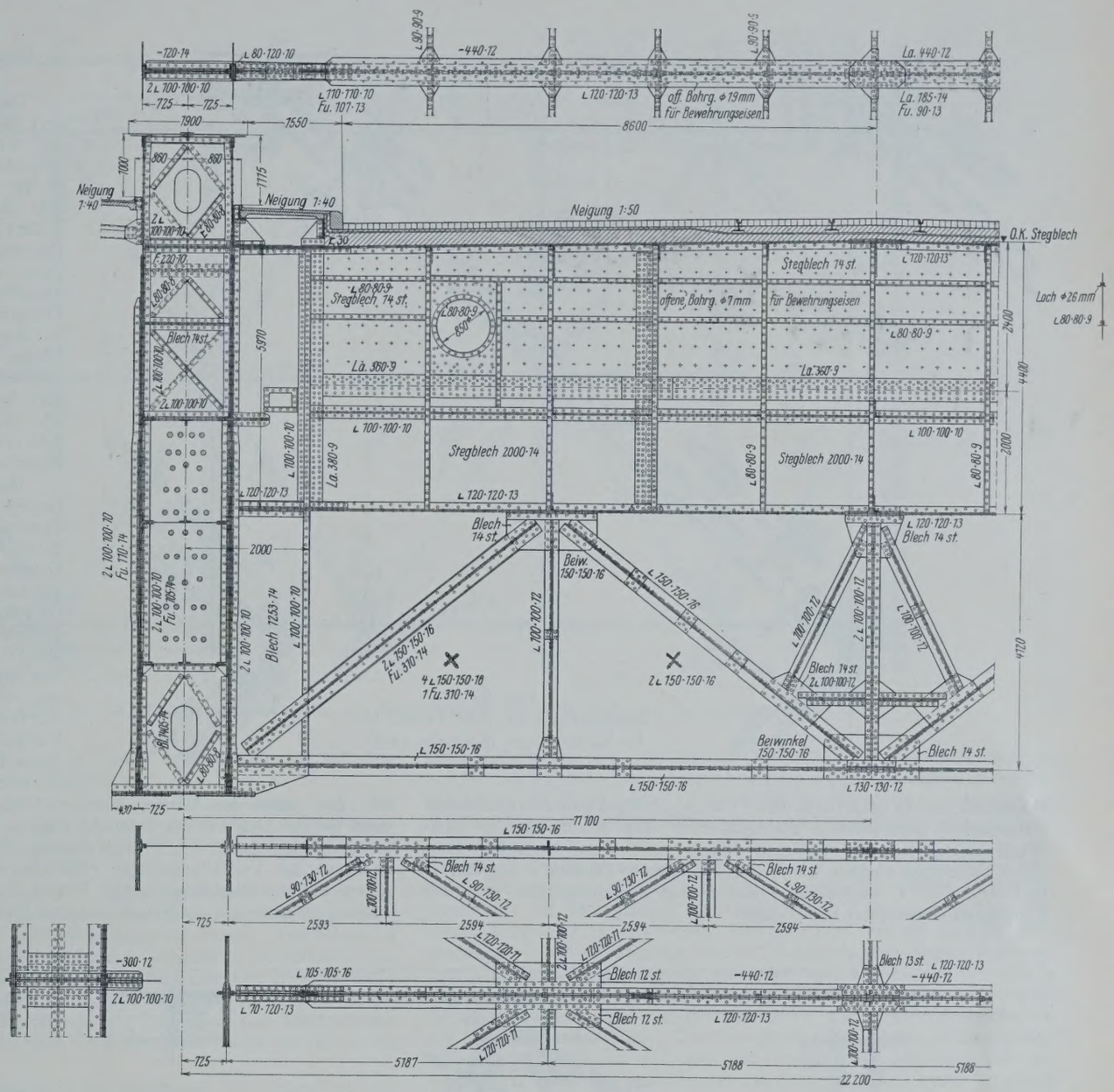


Abb. 66. Ballastquerträger *c*.

Fußwege.

Neben mehreren Rohrleitungen waren noch zahlreiche Kabel der Post und des Städtischen Elektrizitätswerkes zu überführen. Diese werden unter den Fußwegen in trogförmigen Kasten aus Eisenbeton verlegt. Da die rippenartig gestalteten Kabelkasten imstande sind, die Fußwegdecke bei Belastung durch ständige Last und Verkehr noch über 2 m frei zu tragen, genügte es, in den Sechstelpunkten eines jeden Feldes Zwischenquerträger anzuordnen, so daß besondere Längsträger entbehrt werden konnten. Diese Zwischenquerträger sind einerseits an die Hauptträger, anderseits an die 1 m hohen Fußwegrandträger, die zugleich die Brückengeländer tragen, angeschlossen. Die Fußwegrandträger stützen sich auf die Fußwegkonsolen, die beim Anschluß an die äußere Hauptträgerwand im Obergurt mit den Durchbindeplatten der Querträger unmittelbar verlascht sind. Unterbrechungen der Fußwegkonstruktion sind überall dort angeordnet, wo Ausgleichfugen in der Fahrbahnkonstruktion vorhanden sind. Die Dilatationen an den Brückenenden sind ähnlich wie diejenigen der Fahrbahn ausgebildet. Als

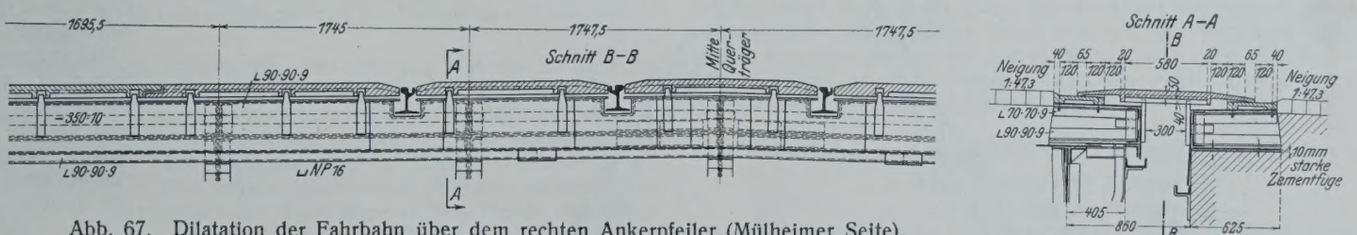


Abb. 67. Dilatation der Fahrbahn über dem rechten Ankerpfeiler (Mülheimer Seite).

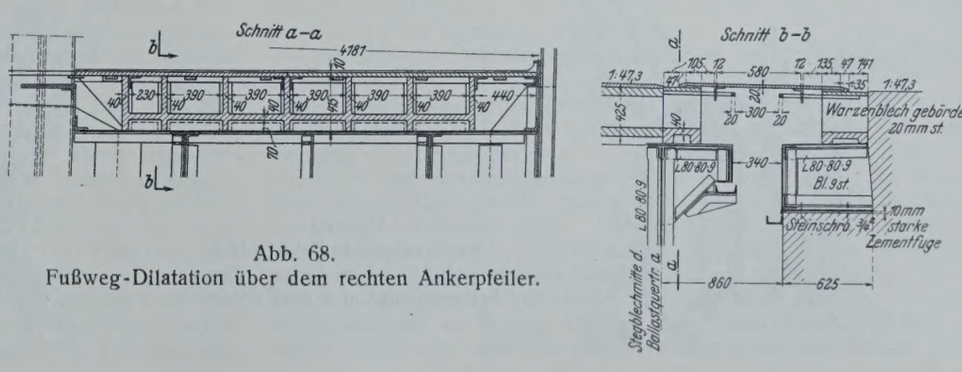


Abb. 68.
Fußweg-Dilatation über dem rechten Ankerpfeiler.

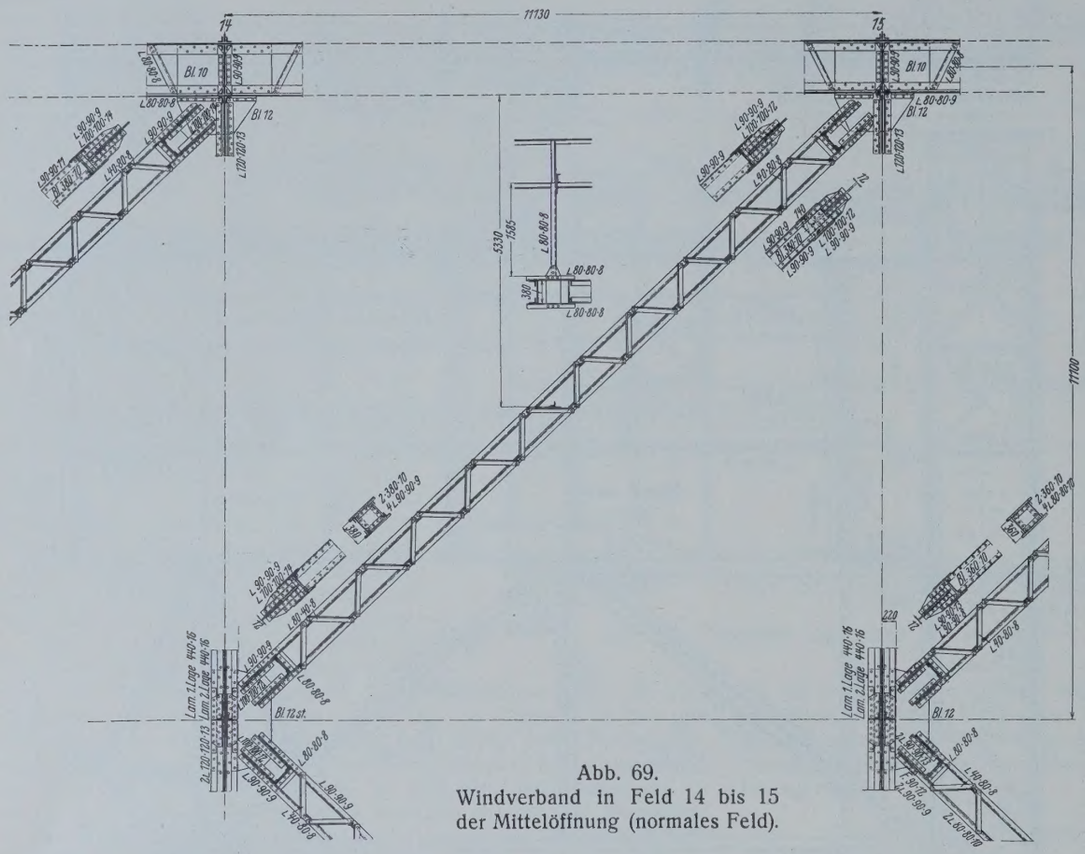


Abb. 69.
Windverband in Feld 14 bis 15 der Mittelöffnung (normales Feld).

Gleitstühle dienen beiderseits dieser Hauptdehnungsfugen den Eisenbeton-Kabelkasten nachgebildete Stahlgußkörper, auf denen 20 mm starke Warzenblechplatten frei aufruhen, deren sonst freie Verschieblichkeit durch Anschläge ähnlich wie bei der Fahrbahn-Dilatation begrenzt ist (vgl. Abb. 68). Geländerholme, Haupt- und Zwischenpfosten sowie alle Füllungsstäbe bestehen aus ⊏-Eisen.

5. Windverband.

Das System des Windverbandes.

Der Windverband ist ein über drei Öffnungen durchgehender Träger, der an den Widerlagern durch besondere längsverschiebliche Lager in der Brückenachse gestützt ist (vgl. S. 684, Abb. 1). Über den Pfeilen zu nehmen die in den Pylonenpfosten untergebrachten Lager der Versteifungsträger die waagerechten Kräfte auf. Da die Pylonen hierbei Formänderungen erleiden, so ist die Lagerung des Verbandes an diesen Punkten elastisch nachgiebig. Von den Lagern in den Pylonen ist eines fest, alle übrigen sind längsverschieblich; es findet also keinerlei Einspannung des Verbandes statt.

Die Ausfachung des Verbandes zeigt die K-Form. Von dem regelmäßigen Zug der Diagonalen ist in der Nachbarschaft der Gelenke abgewichen worden, da der Anschluß der Diagonalen an den Gelenkpunkten aus konstruktiven Gründen vermieden werden mußte. Die Pfosten des Fachwerks werden von den Querträgern, die Gurtungen von den Versteifungsträgern der Brücke gebildet. Da sich die Verbandebene unterhalb der Schwerlinien der beiden genannten Konstruktionsteile befindet, so ergeben sich hier außer den Normalkräften auch Biegungsmomente. Der Verband ist, der Steigung der Fahrbahn folgend, gekrümmt; somit treten an jedem Knotenpunkte des Versteifungsträgers auch lotrechte Kräfte auf. Alle auf den Versteifungsträger entfallenden Kräfte (Normalkräfte, lotrechte Kräfte, Biegungsmomente) äußern ihre Wirkung auf das einfach statisch unbestimmte System eines jeden Hauptträgers.

Räumlich betrachtet, ist das Gesamttragsystem vierfach statisch unbestimmt. Als Unbekannte können die beiden waagerechten Auflagerdrücke an den Brückenenden und die beiden Seilkräfte in den Haupttragwänden betrachtet werden. Diese Unbekannten sind für eine ganze Reihe von Belastungsfällen ermittelt worden.

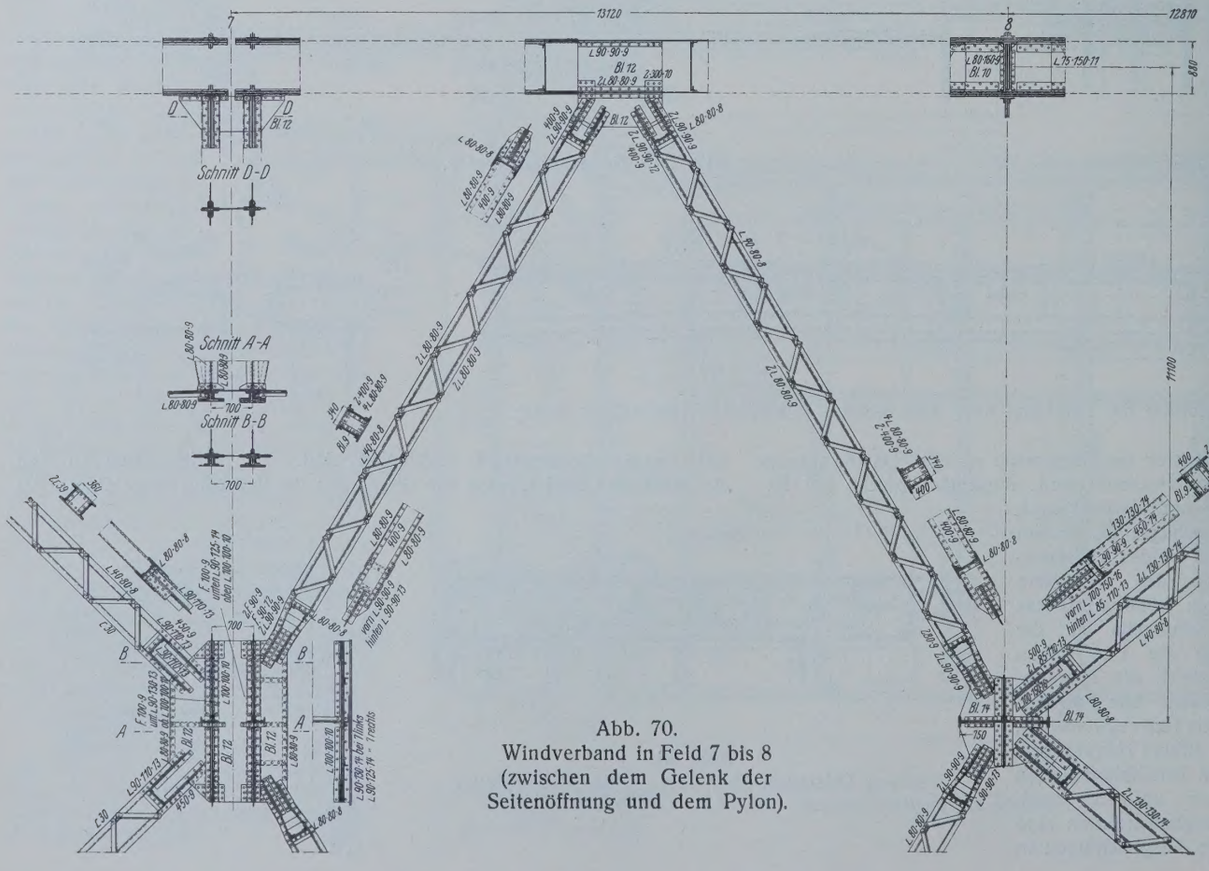


Abb. 70.
Windverband in Feld 7 bis 8 (zwischen dem Gelenk der Seitenöffnung und dem Pylon).

Die konstruktive Ausbildung des Verbandes.

Die Berechnung des Windverbandes ist unter der Voraussetzung durchgeführt worden, daß die Windstreben zentrisch an die Hauptträger angeschlossen sind. Aus konstruktiven Gründen mußte jedoch der Schnittpunkt von Streben- und Querträgerachsen in die Mittellinie der inneren

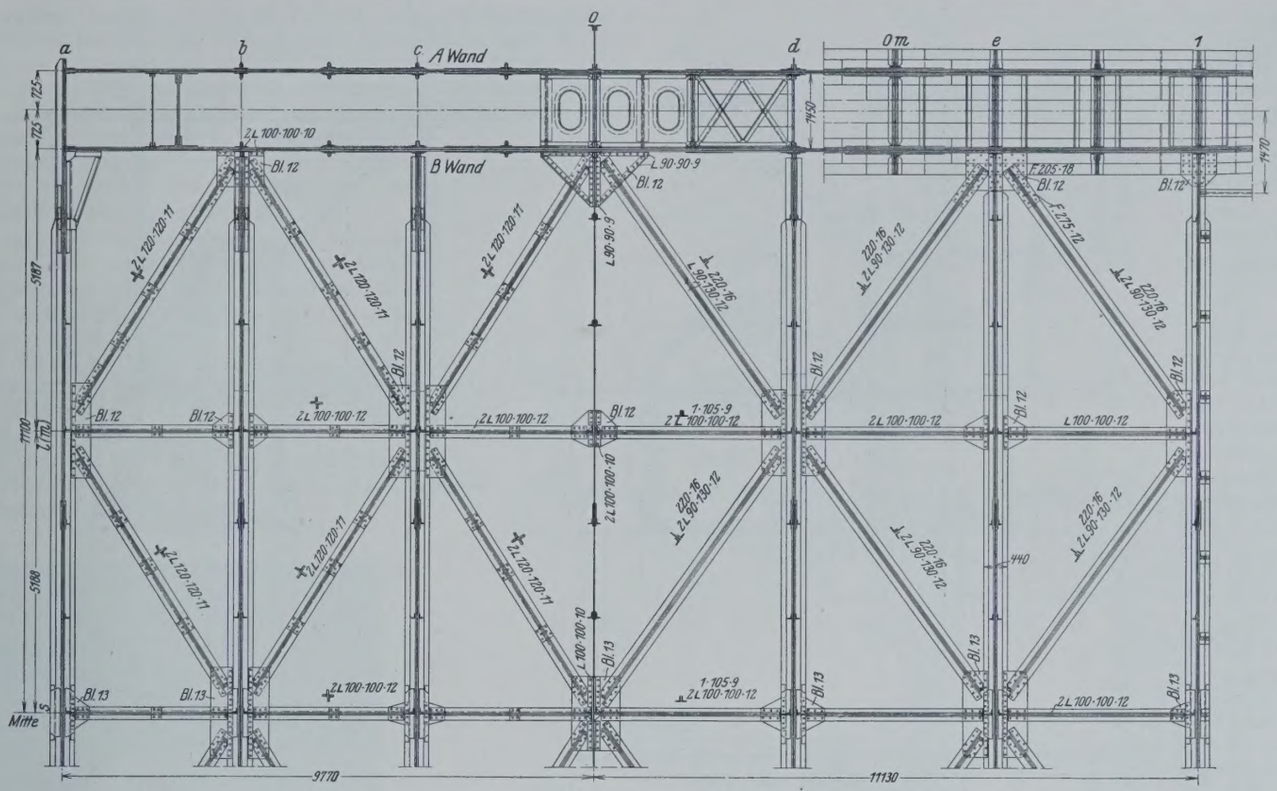


Abb. 71. Windverband im Bereiche des Ballastkörpers am Ankerende der Seitenöffnungen.

Wand des Versteifungsträgers gelegt werden. Diese Änderung ist ohne merkbaren Einfluß auf die Strebenkräfte.

Die größten Strebenkräfte treten in der Mittelöffnung auf. Sie wachsen in dem Feld nebst dem Pylon bis auf 203 t an. In der Außenöffnung ist die größte Stabkraft aus Wind 55 t und mit Einschluß aller anderen Einflüsse 100 t.

Sämtliche Windstreben sind als zweiteilige Druckstäbe konstruiert (vgl. Abb. 69 u. 70). Die Stabhälften sind ⊏-förmig ausgebildet und stehend angeordnet. Zur Vergitterung dienen ⌊-Eisen. Jede Strebe ist in Stabmitte an den Fahrbahnlängsträgern aufgehängt, so daß für Ausknicken in lotrechter Richtung normal zur Verbandebene nur die halbe Systemlänge in Frage kommt. (Für das waagerechte Ausknicken in der Verbandebene kommt als Knicklänge die Entfernung von Anschlußmitte zu Anschlußmitte in Betracht, und die Windstreben waren als gegliederte Druckstäbe zu behandeln.)

Im Bereich des Ballastkörpers am Ankerende der Außenöffnungen ist die Ausfachung des Windverbandes der engeren Querträgerstellung angepaßt. Die konstruktiven Einzelheiten des Verbandes sind aus Abb. 71 zu entnehmen.

In konstruktiver Hinsicht sei noch bemerkt, daß das Auflager des Windverbandes an den Enden des Versteifungsträgers der um 1,199 bzw. 1,039 m höheren Anfangslage dieser Enden bei der Montage entsprechend darauf eingerichtet ist, die Windkräfte sowohl in dieser Anfangslage als auch in der Endlage sowie beim Absenken der Enden in allen Zwischenlagen zu übertragen. Das Auflager gleitet beim Absenken an einem verankerten Bock entlang, der die Windkräfte in den Pfeiler leitet (vgl. Abb. 72).

6. Besichtigungswagen.

Für die Strombrücke sind unterhalb der Fahrbahn zwei Besichtigungswagen vorhanden, welche alle drei Öffnungen durchfahren können (vgl. Abb. 73). Die Laufbahnträger liegen auf der Innenseite der beiden Versteifungsträger neben dem Untergurt und laufen parallel zur Fahrbahnoberkante. Da der Besichtigungswagen zwischen den Pylonenpfosten durchfahren muß, ist seine Konstruktionslänge beschränkt. Um auch die Außenseite der Versteifungsträger und die Unterseite der Gehwegkonstruktion zugänglich zu machen, sind zwei in der Querrichtung der Brücke verschiebliche Ausleger angeordnet. Diese in ihrem tragenden Teil niedrig gebauten Ausleger haben unterhalb des Versteifungsträgers abnehmbare Geländerstücke, so daß der Wagen mit ausgezogenem Ausleger bis an den Pylonenpfeiler heranfahren kann, trotz der dort nach unten vergrößerten Höhe des Versteifungsträgers. Die Fahrbahn- und Fußwegkonstruktionsteile liegen ziemlich hoch über der Wagenplattform. Aus diesem Grunde ist auf jedem Ausleger eine mechanische Leiter angebracht, die ihrerseits auf dem Ausleger verfahren und in jede gewünschte Höhenlage eingestellt und umgeklappt werden kann. Der Ausleger wird durch Handantrieb quer verschoben. Der Antrieb zum Fahren des Wagens geschieht durch einen Elektromotor von etwa 6 PS. Die Fahrgeschwindigkeit beträgt dabei 12 m/min. Als Reserve ist Handantrieb vorhanden.

Die Stromzuführung zu jedem Wagen geschieht durch ein bewegliches Kabel, welches in der Mitte der Brücke befestigt ist und sich in ausgezogenem Zustande auf den unteren Flansch des Laufbahnträgers legt. Das Kabel wird auf eine auf dem Wagen angebrachte Kabeltrommel aufgewickelt, die zwangläufig von dem Fahrwerk aus angetrieben wird. Dieser Antrieb ist so eingerichtet, daß sich die Trommel stets im Aufwickelsinne dreht, gleichgültig welche Fahrtrichtung der Wagen einnimmt. Eine eingebaute Rutschkupplung verhindert eine Überlastung des Kabels und dient dazu, beim Auf- wie beim Abwickeln ein Schleifen der Trommel zu ermöglichen, da diese schneller aufwickeln muß, um ein Schlaffwerden des Kabels zu verhindern. Das bewegliche Kabel ist ein Gummikabel mit Stahldrahteinlagen, das den auftretenden Zugbeanspruchungen gewachsen ist. Im Ruhezustande wird das Kabel durch geeignete Schaltung stromlos gehalten.

Da beide Wagen die ganze Brückenlänge bestreichen, können sie nebeneinander an derselben Stelle arbeiten. Zur Sicherung gegen zu hartes Aufeinanderstoßen der beiden Wagen sind diese mit Puffern versehen, welche den Stoß abfedern, nachdem vorher bereits durch Endschalter der Stromkreis unterbrochen ist.

Herstellung und Bauausführung der eisernen Überbauten.

1. Herstellung der Tragseile.

Herstellung im Werk.

Als Material ist für sämtliche Drähte bester Gußstahl verwendet worden, der in besonderen Chargen von größter Gleichmäßigkeit erzeugt wurde. Nach dem vorher (S. 782) gegebenen Seilaufbau hatten die zum tragenden Querschnitt gerechneten Drähte je nach ihrer Lage eine Mindest-Bruchfestigkeit von 135 bis 145 kg/mm²; bei einer Meßlänge $l = 35\,d$ war die Dehnung 3,5 bis 4,5 %.

Die schweren Walzdrahtringe, besonders die Profildrähte, wurden unter Beobachtung aller Vorsichtsmaßnahmen ausgewalzt und auf einen eigens hierfür beschafften Tellerhaspel aufgehaspelt (vgl. Abb. 74). Es wurde besonderer Wert darauf gelegt, die Drähte während der Fabrikation sorgfältig zu überwachen und nach jedem Arbeitsvorgange erneut auf Oberfläche und physikalische Eigenschaften zu untersuchen. Die Prüfung dieser Eigenschaften geschah jedesmal an Probestücken, die beiden Enden des Drahtes entnommen waren. Die letzte und zugleich entscheidende Drahtprüfung wurde bei der Ablieferung der Drähte an die Seilerei vorgenommen. Die Drahtseilerei hatte jeden Draht zurückzuweisen, der in irgendeiner Hinsicht den Vorschriften nicht vollständig genügte. Sie prüfte die Querschnitte am Anfang und am Ende jedes Drahtringes und alle anderen Größen, die sich innerhalb der vorgeschriebenen Toleranz halten

mußten. Kein Draht durfte ungeprüft bleiben, eine Beschränkung auf Stichproben war unzulässig. Sie prüfte auch das Gewicht der Drahtringe, das ihr zum Nachweis der erforderlichen Drahtlängen dienen mußte, um Lötstellen zu vermeiden.

Der erste Arbeitsvorgang an den abgenommenen Drähten war das Aufspulen). Auf automatischen Spulbänken wird der Draht auf kleine, um ihre Achse abwickelbare Spulen aufgewickelt, mit denen er in die Verseilmaschine eingesetzt wird. Da diese in jedem Arbeitsvorgange eine volle Drahtlage des Seils herstellt, so muß sie mit der Anzahl von Drähten ausgerüstet werden, die die betreffende Lage enthält. In dem großen zylinderförmigen Gestänge der Verseilmaschine, dem sog. Seilkorb, ist die Vorrichtung zur Aufnahme der Drähte gegeben (vgl. Abb. 75). In ihm werden die Drahtspulen in entsprechender Ordnung aufgehängt. Von hier aus werden die Drähte einzeln durch die am Korb vorgesehenen Führungsdübel hindurchgezogen und zu dem sog. Seildopp geführt (vgl. Abb. 76), in dem sie sich zur Seillage zusammenschließen. Bei Herstellung der ersten Seillage läuft der Kerndraht, bei den übrigen Lagen der von ihnen umschlossene fertige Seilkern durch die hohle Maschinenachse zum Dopp und bildet die Unterlage für die sich fest über ihm zusammenschließende neue Drahtlage. Nach Austritt aus dem Dopp läuft das neue Drahtgebilde um die elektrisch angetriebene Auszugscheibe, deren Aufgabe es ist, die Vorwärtsbewegung des Werkstückes zu bewirken (vgl. Abb. 77). Gleichzeitig mit dieser Bewegung vollzieht sich eine Drehung des Seilkorbes um seine Achse, wodurch die Drähte gezwungen werden, sich beim Durchlaufen des Dopps seilartig miteinander zusammenzudrehen.

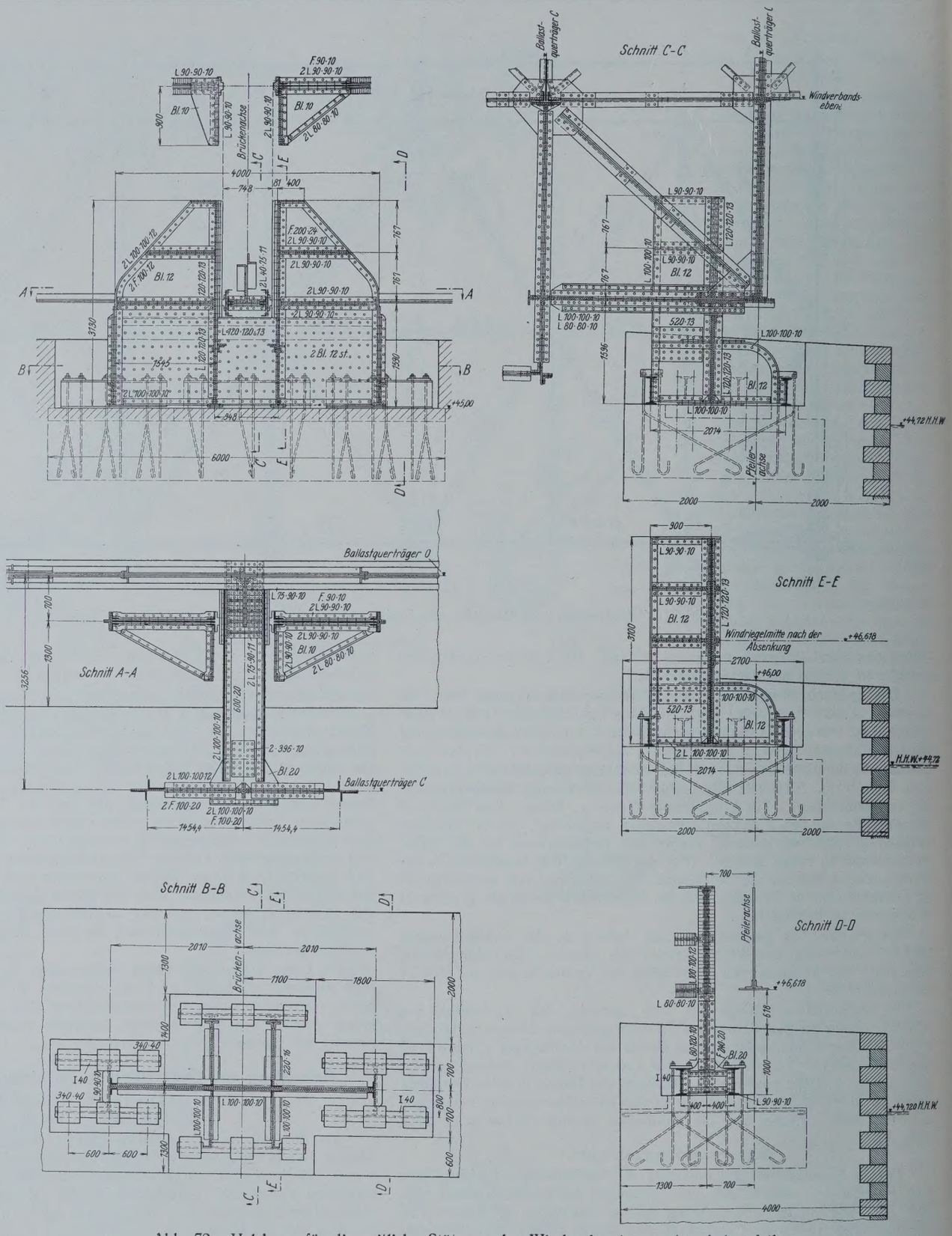


Abb. 72. Halslager für die seitliche Stützung des Windverbandes an den Ankerpfeilern.

Um die vorgesehene Schlaglänge des Seiles zu erhalten, bedarf es einer genauen Ausgleichung der Auszuggeschwindigkeit der Scheibe mit der Drehgeschwindigkeit des Seilkorbes. Da die genaue Innehaltung der vorgesehenen Schlaglänge aller Drahtlagen wichtig ist, weil von ihr die Gleichmäßigkeit der Seile untereinander und ihre wichtigen elastischen Eigenschaften abhängen, muß diese Einstellung mit großer Sorgfalt vorgenommen und sofort beim Beginn des Verseilvorganges am Seile genau nachgeprüft werden.

In dieser Weise entwickelte sich der Arbeitsvorgang bei allen Seillagen, beginnend mit der ersten inneren und fortschreitend bis zur letzten äußeren Lage. Die verschiedenen Maschinen stimmen in ihrem Grundprinzip im wesentlichen überein, unterscheiden sich aber, entsprechend der nach außen hin wachsenden Zahl der Drähte in den einzelnen Lagen, nicht unerheblich in ihren Abmessungen. So enthielt die erste Lage nur sechs Drähte und konnte daher auf einer verhältnismäßig kleinen Maschine

verseilt werden. Die Herstellung der drei folgenden Runddrahtlagen von 12, 18 und 24 Drähten ließ sich dadurch vereinfachen, daß die drei Maschinen so aufgestellt und so genau aufeinander abgestimmt wurden, daß ihre gemeinsame Leistung einen einzigen Arbeitsvorgang darstellt. Die drei folgenden Keildrahtlagen dagegen und die beiden äußeren Profildrahtlagen mußten jede in einem besonderen Arbeitsvorgang aufgelegt werden. Alle Drähte durchliefen auf ihrem Verseilungswege ein aus Mennige und Leinöl angerührtes Bad.

Im Zuge der Verseilmaschine waren drehbare Haspel aufgestellt, auf die sich der jeweils fertiggestellte und von der Auszugscheibe ablaufende Seilkern aufwickelte. Dieser Kern kam mit dem Haspel an die nächstgrößere Maschine, wo die folgende Drahtlage um ihn geschlagen wurde. Beim Auflegen der vorletzten Lage wurden Haspel von 3,8 m Durchm. benutzt, während die letzte Lage, also das fertiggestellte Seil, sogar einen Haspeldurchmesser von 4 m erforderte. Auf diesem letzten und größten Haspel blieb das Seil, bis es an der Baustelle abgewickelt wurde.

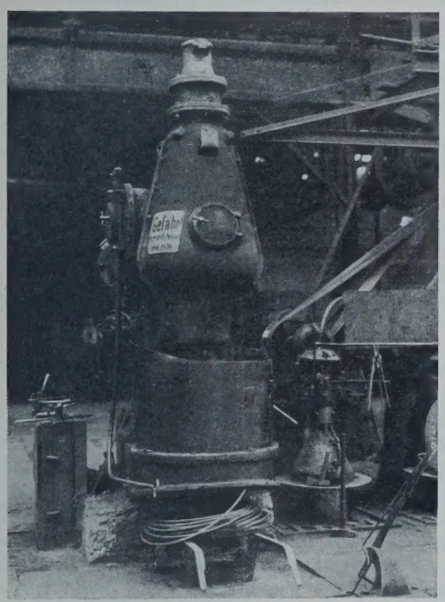


Abb. 74. Tellerhaspel im Drahtwalzwerk.

Aufgießen der Seilköpfe. Wie bei der Besprechung der Verankerung der Tragseile im Versteifungsträger (s. S. 793) ausgeführt, wurden die Seile an den Enden mit Seilköpfen versehen, die die Seilkräfte unmittelbar durch Stahlgußplatten auf die entsprechend ausgebildete Randkonstruktion am äußeren Ende des Versteifungsträgers übertragen.

Der Seilkopf mußte mit den Seilenden so sicher verbunden werden, daß die Festigkeit der Verbindungsstelle der des ganzen Seiles mindestens gleichkam. Hierzu wurde das Seilende durch den Seilkopf hindurchgesteckt; Draht für Draht wurde dann mit Hilfe eines röhrenförmigen Werkzeuges aufgebogen, bis alle Drähte in eine solche Lage zueinander gebracht waren, daß ihre Oberflächen, ohne sich zu berühren, frei gelegt waren. Sodann wurden die Drähte des aufgespreizten Seilendes, des sog. Besens, von der aus dem Fabrikationsprozeß herrührenden Mennige und dem Leinöl gereinigt. Hierzu wurde das Seilende durch einen Flaschenzug so geführt, daß der Besen in ein mit kochender kaustischer Soda gefülltes Gefäß eintauchte, wodurch die Mennige und das Leinöl fortgebeizt wurden (vgl. Abb. 78). Gleich darauf wurde der Besen in ein Spiritusbad getaucht, um die Drähte von der anhaftenden Feuchtigkeit zu befreien. Der getrocknete Besen wurde in ein Zinnbad getaucht, das zur Reinhaltung mit gemahlenem Salmiak bestreut wurde. Die Ver-

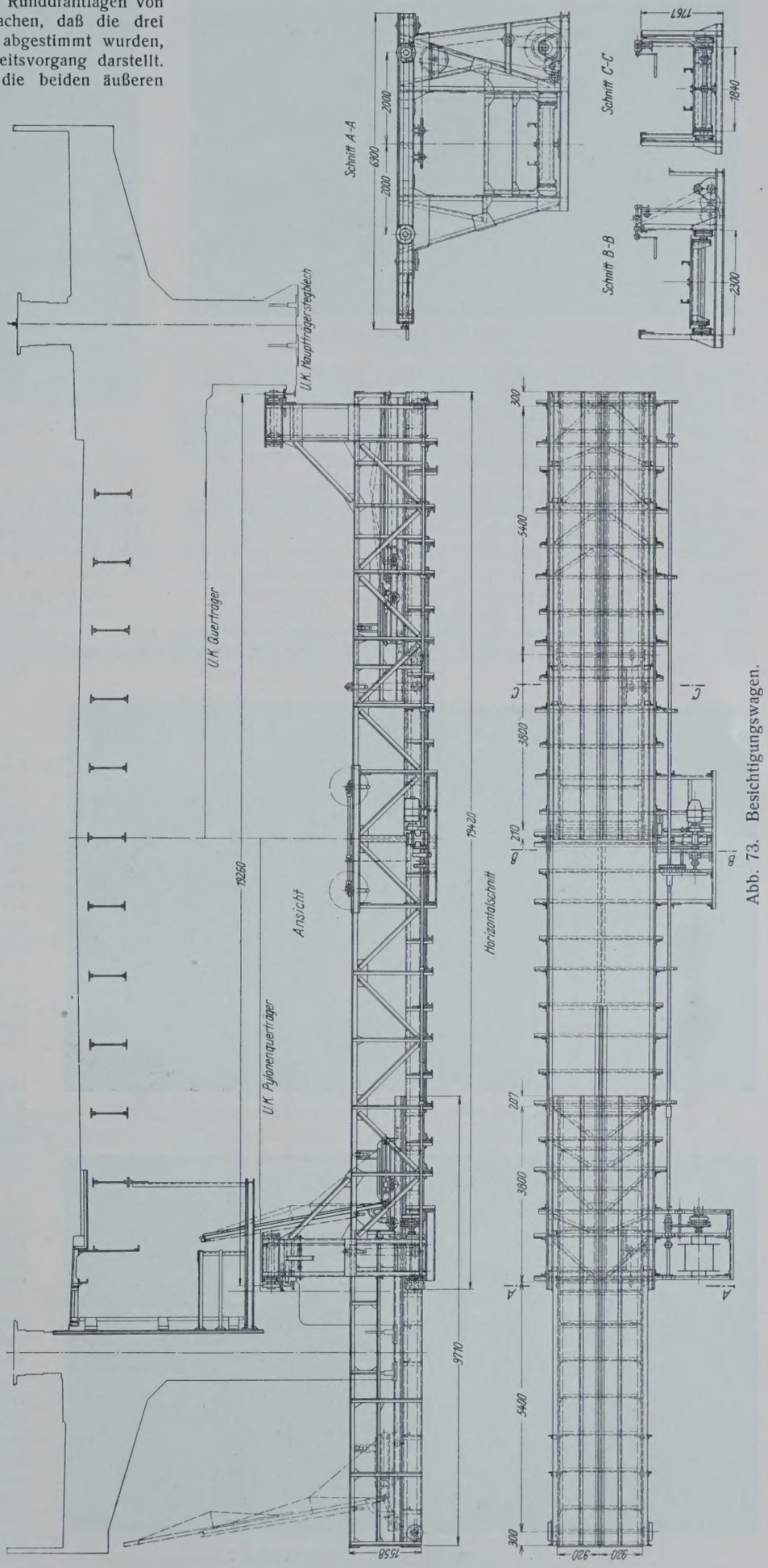


Abb. 73. Besichtigungswagen.

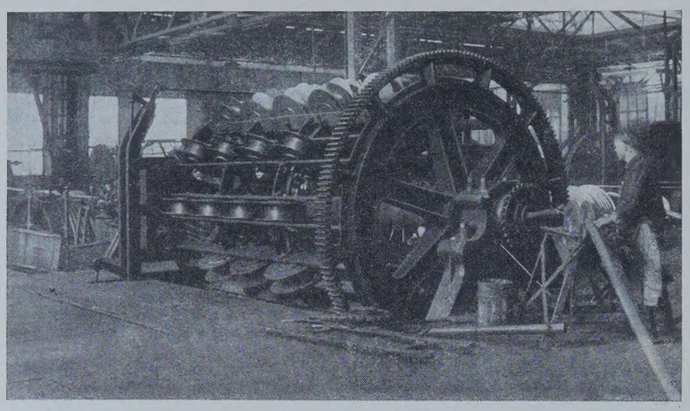


Abb. 75. Seilkorb der Verseilmaschine.

zinnung hatte den Zweck, eine möglichst innige Verbindung der Drähte mit der metallischen Ausgußmasse des Seilkopfes herzustellen.

Der verzinnte Besen wurde nunmehr in den Konus des Seilkopfes eingeführt und dann vergossen. Vorher waren zur besseren Formhaltung des Besens noch einige verzinnte Eisenkeile zwischen die Drähte getrieben worden.

Als Vergußmasse diente eine Legierung aus Blei, Zinn und Antimon, die bei einer Temperatur von 230° bis 250° in den vorgewärmten Seilkopf eingegossen wurde.

In dieser Weise wurde jedes Seil in der Fabrik zunächst mit einem Seilkopf versehen, und zwar an dem freien Ende des auf dem großen Transporthaspel zur Abfahrt bereiten Seiles. Da das Herstellungswerk in Mülheim selbst liegt, konnten die fertigen Seile auf kurzem Wege in einem den gegebenen Verhältnissen entsprechend konstruierten Transportwagen zur Baustelle gebracht werden (vgl. Abb. 79). Der Wagen hatte

Abb. 78. Vorrichtung zur Vorbehandlung des Seilendes vor dem Vergießen des Seilkopfes.

ein Eigengewicht von 9,8 t und eine größte Tragfähigkeit von 24 t, war einschließlich der Zuggabel 8,2 m lang und 3,1 m breit. Jeder Haspel hatte einen Durchmesser von 4 m und hing während des Transportes 20 cm über der Straßenoberfläche; das beladene Fahrzeug hatte daher eine Höhe von 4,2 m.

Nach Eingang der polizeilichen Genehmigung konnte am 27. Juli 1928 das erste Seil abgefahren werden. Das Ziel war die Reckbahn, die am Kölner Ufer, unmittelbar hinter der Brückenbaustelle, auf der sog. Mülheimer Heide angelegt worden war. Der Weg, den das Gefährt zu nehmen hatte, war vom Straßenbauamt vorgeschrieben worden.

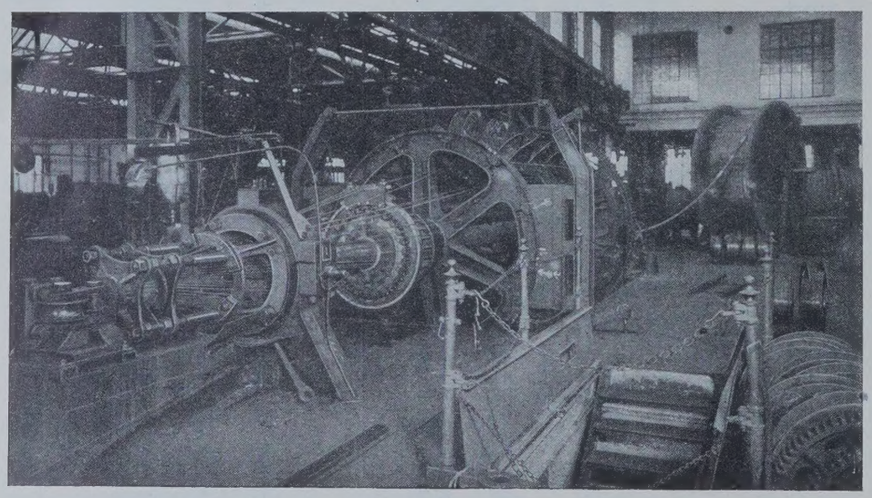


Abb. 76. Seildopp der Verseilmaschine.

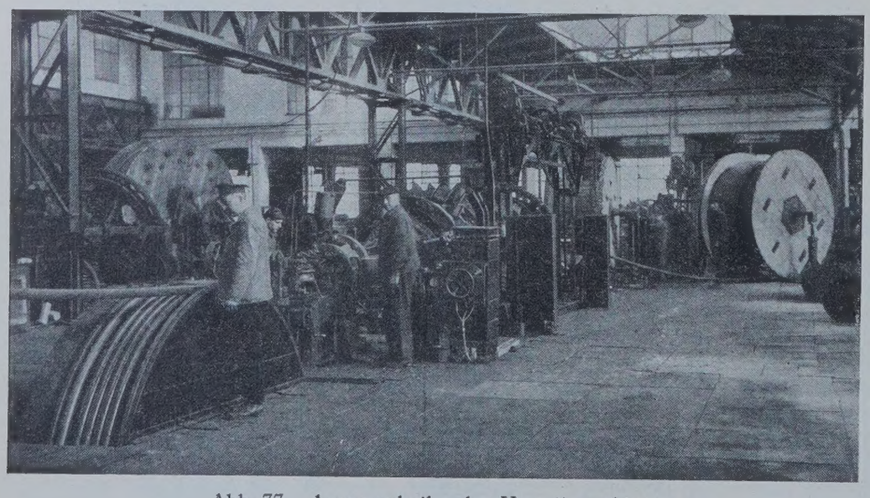


Abb. 77. Auszugscheibe der Verseilmaschine.

Die Seilreckbahn.

Über die elastischen und sonstigen Eigenschaften schwerer Brückenseile lagen zur Zeit der Entwurfbearbeitung nur wenige und unsichere Erfahrungen vor. Vor allem war nicht bekannt, wie groß die (elastische und unelastische) Gesamtdehnung der Seile verschlossener Konstruktion für eine bestimmte Belastungshöhe ist. Da aber diese Eigenschaften für die Montage der Brücke von allergrößter Bedeutung sind, wenn die theoretische Form des Systems eingehalten werden soll, mußte man auf Mittel und Wege sinnen, jede Unsicherheit auszuschließen. Insbesondere die Formänderungen unter der ständigen Last der Brücke waren sehr genau zu erfassen und vor der Montage zu „überhöhen". Der weitaus größte Teil der Durchbiegung folgt aus der Dehnung des Kabels, welche bei rd. 550 m Seillänge und Spannungen bis zu 5 t/cm² eine ziemlich beträchtliche Größe erreicht.

Ein Mittel, die „Überhöhung" und damit die theoretische Form des Systems für die unbelastete Brücke zuverlässig zu treffen, selbst ohne jegliche Kenntnis der Eigenschaften der Tragseile, wurde in der Vorreckung der Tragseile und der Ablängung unter Spannung gefunden, die auf der Reckbahn vorgenommen wurde.

Jedes neue Tragseil erleidet unter der ersten größeren Belastung neben der elastischen eine bleibende Dehnung. Auf der Reckbahn war es nun möglich, den Seilen eine Vorbelastung, die sog. Reckung, zu geben, die die höchste Seilbelastung in der Brücke noch übertrifft.

Gleichzeitig bot die Reckbahn Gelegenheit zur Vornahme einer Reihe wichtiger Längenbestimmungen am Seil und zur Anbringung genauer Marken an den gemessenen Punkten.

Die Reckbahn umfaßt, vgl. den Lageplan Abb. 80 und das Querprofil Abb. 81, ein Lager für die ungereckten Seile, eine Betonbahn für das zu messende Seil, eine zweite für ein Maßseil und ein Lager für die fertig gereckten und gemessenen Seile. Es waren zwei Ankerwiderlager aus Beton vorgesehen, die bei der in Aussicht genommenen Reckbelastung von 240 t Abmessungen von $22 \times 5 \times 4{,}5$ m erhielten. Sie hatten entsprechend der Länge der Seile einen Abstand von rd. 550 m voneinander. Das eine Widerlager trug einen festen,

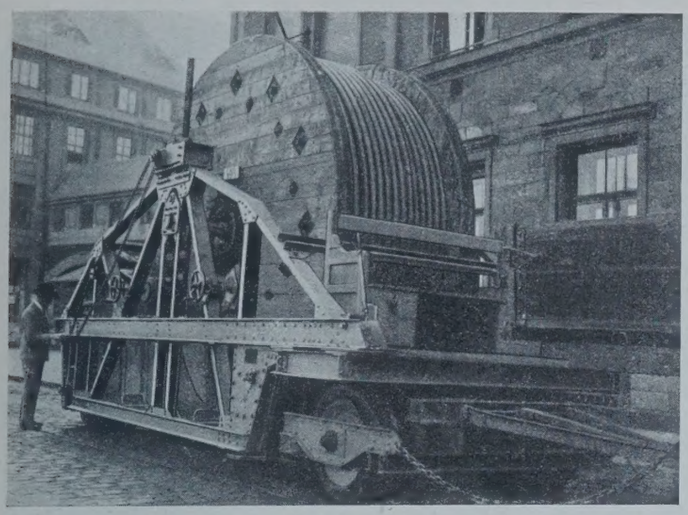


Abb. 79. Transportwagen für die Tragseile.

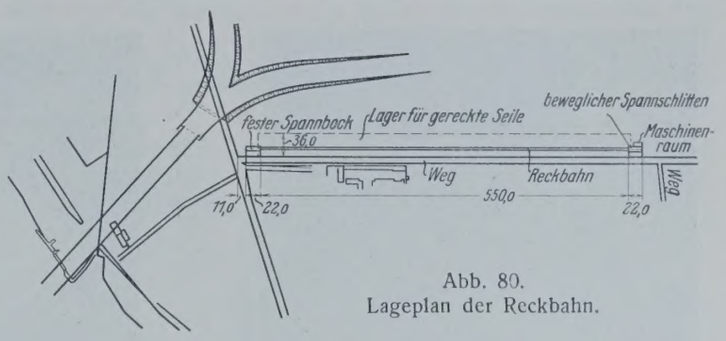


Abb. 80.
Lageplan der Reckbahn.

unbeweglichen Spannbock, der durch 16 Ankerschrauben festgehalten wurde.

Das andere Widerlager trug den beweglichen Teil der hydraulischen Reckvorrichtung, die für eine größte Zugkraft von 300 t gebaut war. Die Befestigung des kräftigen Grundrahmens war die gleiche wie beim festen Spannbock.

Eine ähnliche Spannvorrichtung war für das Maßseil angeordnet. Sie lag unmittelbar neben der Reckvorrichtung und war in denselben Betonklötzen verankert. Dagegen lag sie 25 cm tiefer als die Reckvorrichtung (vgl. Abb. 81), damit die Seile nach dem Recken und Messen bequem über das Maßseil hinweg auf das Fertiglager gezogen werden konnten. Sie war für einen Zug von 40 t gebaut, und ihre Aufgabe beschränkte sich darauf, die Reibung des Maßseiles auf der Unterlage zu überwinden, damit die Wärmedehnungen sich ungehindert auswirken konnten und die gerade Lage des Seiles während der Messungen gesichert war. Die gegenseitige Lage der einzelnen Spannvorrichtungen ist aus Abb. 82 zu entnehmen. Die Einzelheiten der hydraulischen Reckvorrichtung am beweglichen Spannbock zeigt Abbild. 83. Im vorderen Teil eines jeden Spannbockes war ein gabelförmiges Hakenstück eingebaut, in das der Seilkopf eingelegt werden konnte (vgl. Abb. 84).

Die grundlegende Basismessung zur genauen Bestimmung aller Längen der Anlage wurde von dem Personal des städtischen Liegenschaftsamtes ausgeführt, das zugleich die Lage der gesuchten Meßlängen in Merkpunkten festlegte. Um ein Verschieben dieser Punkte durch Schwinden der Betonbahn oder Temperatureinflüsse zu verhindern, wurde an jedem dieser Punkte ein von der Bahn unabhängiger Betonpfeiler gesetzt, auf den eine feste Marke aufgeschraubt wurde. Das Einweisen dieser Marke geschah auf optischem Wege. Zu diesem Zweck waren (Abb. 81) für jeden Meßpunkt zwei Betonpfeiler errichtet, von denen einer eine feste Zielscheibe, der andere einen Theodoliten trug. Eine ähnliche Einrichtung war am festen Spannbock getroffen, um etwaige Bewegungen dieses Spannbocks während des Seilzuges feststellen zu können. Auch während der laufenden Meßarbeiten an den Seilen hatte das städtische Liegenschaftsamt Personal für die optischen Messungen zur Verfügung gestellt.

Vorgang bei der Seilreckung.

Beim „Vorrecken" wurden die Tragseile je zwei Stunden lang mit einer unveränderten Kraft von 240 t gespannt gehalten. Die vorgereckten Seile haben sich nach zahlreichen Beobachtungen für die in Betracht kommenden Spannungsstufen als praktisch vollkommen elastisch erwiesen,

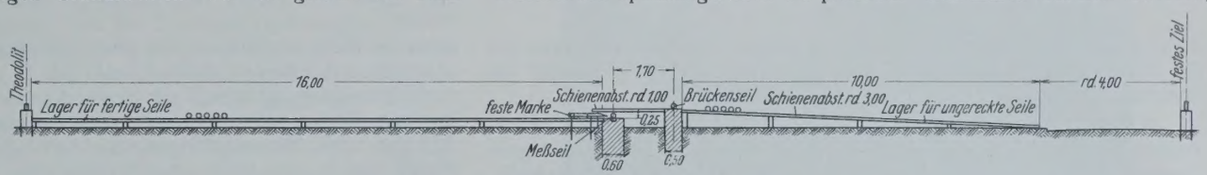


Abb. 81. Querprofil der Reckbahnanlage.

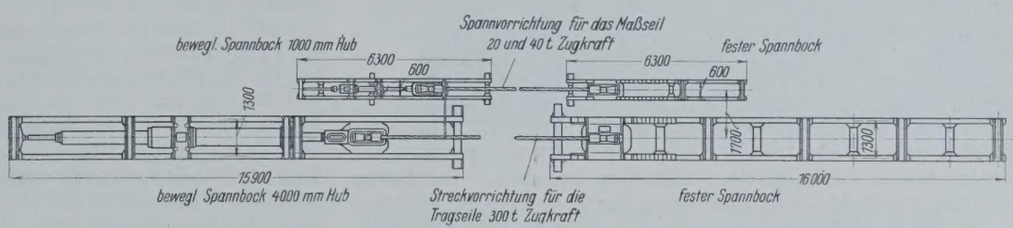


Abb. 82.
Allgemeine Anordnung der Spannvorrichtungen für die Vorreckung der Tragseile und für das Maßseil.

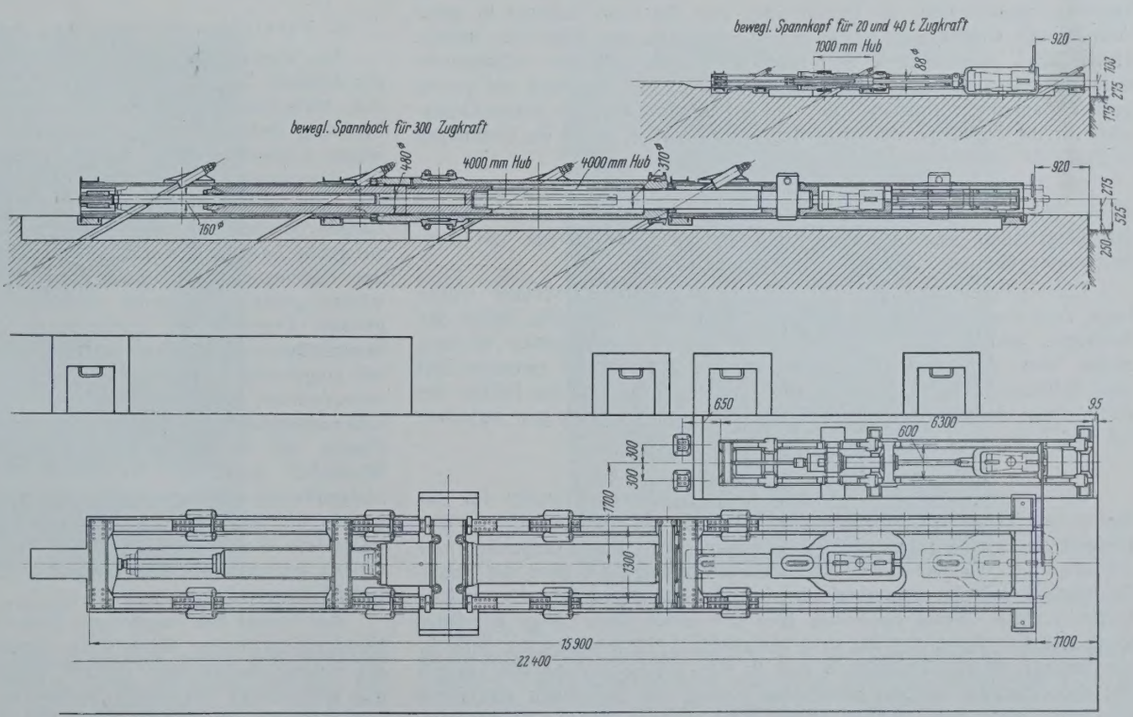


Abb. 83. Hydraulische Reckvorrichtung am beweglichen Spannbock.

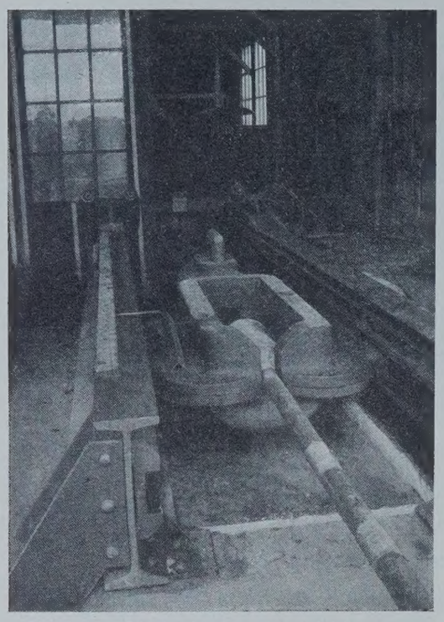


Abb. 84. Hakenstück zum Festhalten der Seilenden in der Spannvorrichtung.

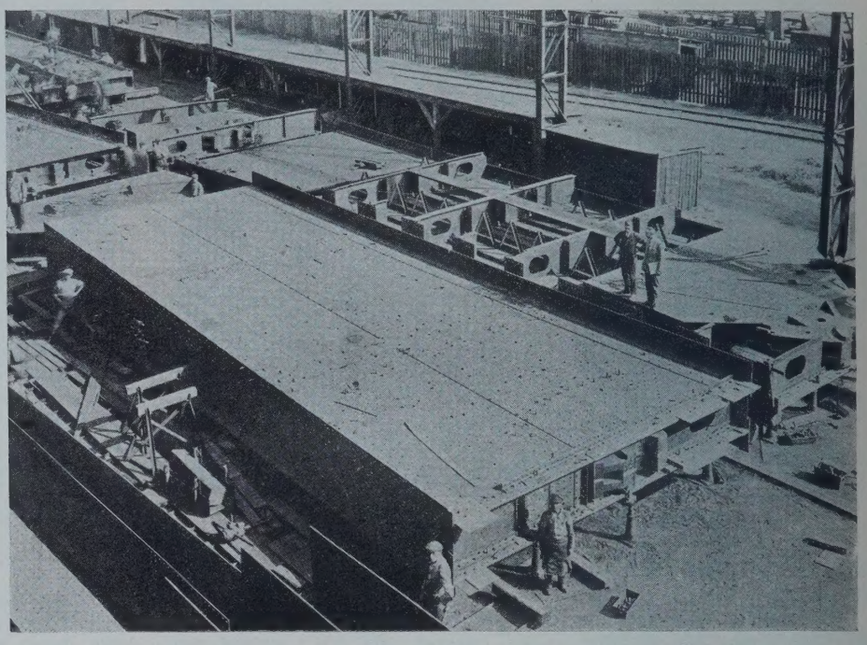


Abb. 85. Werkstattzusammenbau des Versteifungsträgers für die Seitenöffnungen.

d. h. weitere unelastische Dehnungen konnten nach dem Vorrecken auf der Reckbahn in keinem Falle mehr beobachtet werden, solange die Spannungen etwas unter jener beim Vorrecken blieben.

Wurden die Seile nach zweistündigem Vorrecken mit 240 t wieder vollkommen entlastet, dann waren sie im Durchschnitt um 0,000 72 ihrer Länge bleibend gedehnt. Dieser Wert bezieht sich auf die Tragseile, welche auf der Betonunterlage der Reckbahn geradegestreckt lagen, ohne daß die Seile nach dem Vorrecken irgendwie bewegt oder gebogen wurden. Durch die beim Ablegen, Streichen, Transport während der Montage usw. eintretende mannigfache Verbiegung ergab sich eine neuerliche Lockerung des Gefüges der Seile. Dabei ging ein Teil der beim Recken eingetretenen bleibenden Dehnung, der sog. Fabrikationsreck, der durch Strecken der Schraubenlinie der einzelnen Drähte, die „Federung", hervorgerufen wird, wieder zurück. Die Seile waren infolgedessen bei der Montage kürzer als unmittelbar nach dem Vorrecken. Der Betrag der Seilverkürzung infolge der Rückfederung wurde am Ende der Montage zu etwa 0,00024 der Seillänge beobachtet, d. i. etwa ein Drittel der beim Vorrecken gemessenen bleibenden Dehnung.

Sobald die Seile längere Zeit unter genügend hohe Spannung kommen, verschwindet die Verkürzung, und die Seile nehmen in guter Annäherung wieder jene Länge an, die sie nach dem Vorrecken hatten. Unter 240 t Spannkraft je Seil wird die Länge praktisch vollkommen dem theoretischen Wert entsprechen, der auf der Reckbahn bei gleich großer Spannung vorhanden war. Diese Länge ist also ein oberer Grenzwert für die Seillänge, der nicht überschritten wird, wenn die Spannkraft je Seil 240 t nicht übersteigt.

Der Hauptnutzen der Seilreckung liegt, wie schon oben angedeutet, darin, daß einerseits die Seillänge unter der ständigen Last der Brücke gut eingehalten werden konnte und anderseits die Größe der Seildehnungen überhaupt beträchtlich vermindert wurde.

Die Nachgiebigkeit der Seilenden im Konus der Seilköpfe wurde beim Vorrecken an zahlreichen Seilen beobachtet. Die eine Hälfte der Seilköpfe, welche schon in der Fabrik endgültig aufgegossen wurden, zeigte beim Vorrecken Verschiebungen von 2 bis 5 mm zwischen Seil und Seilkopf. Die auf der Baustelle aufgegossene zweite Hälfte der endgültigen Seilköpfe zeigte bei fünf Proben Verschiebungen zwischen 2,5 und 5 mm.

Ablängung.

Die Länge der Tragseile zwischen den Seilköpfen wurde für das theoretische System der unbelasteten Brücke und für die auch in den übrigen statischen Untersuchungen vorausgesetzte Mitteltemperatur von 10° ermittelt. In der unbelasteten Brücke beträgt die über die ganze Seillänge gemittelte Spannkraft infolge der ständigen Last $S = 147{,}2$ t je Seil. Unter dieser Spannung (genauer unter einer längs der Seile veränderlichen Spannung mit dem Mittelwert 147,2 t) sollen die Seile in der fertigen Brücke im ganzen und in den Teilabschnitten die Längen des theoretischen Systems annehmen. Sind die Seillängen zutreffend bestimmt, dann tritt, richtige Größe aller übrigen Teile vorausgesetzt, nach Fertigstellung der Brücke unter der ständigen Last von selbst die gewollte Form der Brücke ein, ohne jede Rücksicht auf die Größe der elastischen Dehnungen unter $S = 147{,}2$ t.

Die Ablängung wurde auf der Reckbahn vorgenommen. Die Seile wurden mit $S = 147{,}2$ t gespannt gehalten und auf ihnen im gespannten Zustande unter Berücksichtigung der Seiltemperatur die Marken für die Pylonenmitten, die Mitten der Kabelschellen und für die Gesamtlänge angebracht. Die Seile haben also bei 10° und unter einer Spannung, die dem Eigengewicht der Brücke entspricht, genau die theoretischen Längen.

Ein Nachteil der beschriebenen Art der Seilablängung ist der, daß die Länge der Seile im ungespannten Zustande nicht ganz gleichmäßig war, da die Größe der elastischen Dehnung bei den einzelnen Seilen um etwas verschieden war. Die Unterschiede in den elastischen Dehnungen betrugen jedoch für das Spannungsintervall 20 bis 140 t nur 2,1 % der mittleren Dehnung. Die Unterschiede in der Dehnung der einzelnen Seile sind somit nur etwa ebenso groß, wie die Unterschiede bei verschiedenen Stahlproben aus der gleichen Charge. Bedenkt man die verwickelte Zusammensetzung der Drahtseile, die vielen Einflüsse und Unsicherheiten, dann ist die Dehnung der Seile als sehr gleichmäßig zu bezeichnen.

2. Versteifungsträger und Pylonen in der Werkstätte.

Die Werkstattbearbeitung der einzelnen Konstruktionsteile wurde mit der üblichen Sorgfalt durchgeführt. Das Arbeitsverfahren richtete sich in den einzelnen Vorgängen nach den in den Werkstätten der an der Lieferung beteiligten Werke bewährten und traditionellen Methoden; es wurde besonderer Wert darauf gelegt, daß die Versteifungsträger, die Pylonenpfosten und Riegel „im Zuge", d. h. nach Zusammenfügung von fünf oder sechs Feldern beim Versteifungsträger und entsprechenden Längen bei den Pylonen vorgezeichnet wurden, so daß die Gesamtmaße auf große Längen überprüft werden konnten und eine Aneinanderreihung von Fehlern möglichst ausgeschlossen war. Nach dem Bohren wurden wieder größere Abschnitte zusammengelegt und die Stoßstellen nach genauer Kontrolle der planmäßigen Lage zusammengefaßt. Beim Zusammenbau weiterer Abschnitte wurde das letzte Feld des vorhergehenden mit eingebaut, um jegliche Unstetigkeit zu vermeiden. Um die in den verschiedenen Werkstätten hergestellten Teile nach einem gleichen Maßstab auszuführen, wurden fünf genau gleich lange Meßlatten den beteiligten Firmen und der Baustelle zur Verfügung gestellt. Als Beispiel für die Werkarbeit kann Abb. 85 dienen, die den Zusammenbau des in die Seitenöffnung gehörigen Teiles des Versteifungsträgers zeigt. Im Vordergrunde der Abbildung ist die eine Gelenkhälfte in Punkt 7 zu sehen. Besondere Anforderungen stellte der exakte Einbau der hinter dem Gelenk angeordneten Verteilungsrippen, die den Gelenkdruck in den Versteifungsträger einzuleiten hatten.

Auf Grund des sorgfältigen Zusammenbaues der einzelnen Teile der Konstruktion in den Werkstätten konnten die Nietlöcher ohne Bedenken auf nahezu volles Maß gebohrt werden. Auf der Baustelle war dann nur ein leichtes Nachreiben notwendig. Diese Methode hat sich sehr gut bewährt; auf der Baustelle war damit Arbeit gespart und Zeit gewonnen, ohne daß dadurch die Güte der Ausführung zu leiden hatte.

Nur die Anschlußlöcher der Quer- und Längsträger wurden in der Werkstätte zunächst kleiner hergestellt; bei den Querträgeranschlüssen mußte dem Auftragen der Blechdicken in den Versteifungsträgerwandungen, das bei den Si-Stahlblechen erfahrungsgemäß stärker hervortritt, Rechnung

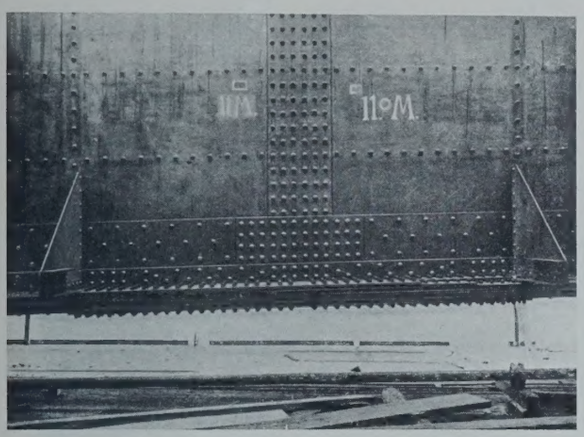


Abb. 86. Untergurtstoß
des Versteifungsträgers im Feld 11 u. 12 der Mittelöffnung.

getragen werden. Diese Anschlußlöcher wurden bei der Montage um 2 mm aufgerieben. Die Längsträgeranschlüsse wurden erst nach dem Freisetzen der Brücke vernietet, um die Zwängungsspannungen, die im Fahrbahnrost infolge der Längenänderung der Hauptträger auftreten, soviel als möglich auszuschalten. Diese Anschlußlöcher wurden vor dem Vernieten um 3 mm aufgerieben. Bei einzelnen Gurtstößen des Versteifungsträgers in der Mittelöffnung waren Bohrungstiefen bis zu 203 mm vorhanden (vgl. Abb. 86). Für die konischen Bolzen, die hier zur Verwendung kamen, wurden die Löcher in der Werkstätte 2 mm kleiner vorgebohrt; nach dem Zusammenbau der Konstruktion auf der Baustelle wurden sie zunächst mit zylindrischen Reibahlen aufgerieben, deren Durchmesser 0,3 mm kleiner genommen wurde, als der kleinste Durchmesser des endgültigen Loches betragen sollte. Endgültig nachgerieben wurde das zylindrische Loch mit der konischen Reibahle, die wie der Bolzen einen Anzug von 1/100 aufwies und nur an der Spitze eine stärkere Neigung hatte, um sie in das vorgeriebene Loch einführen zu können.

Durch die Anordnung von Längslaschen in halber Stegblechhöhe und Längslaschen in den Obergurtplatten konnten die rd. 11 m langen Regelabschnitte des Versteifungsträgers in vier Teile zerlegt und diese, soweit als möglich, im Werk abgenietet werden. Mit Rücksicht auf die Krane auf der Baustelle war das Gewicht der Versandstücke im allgemeinen

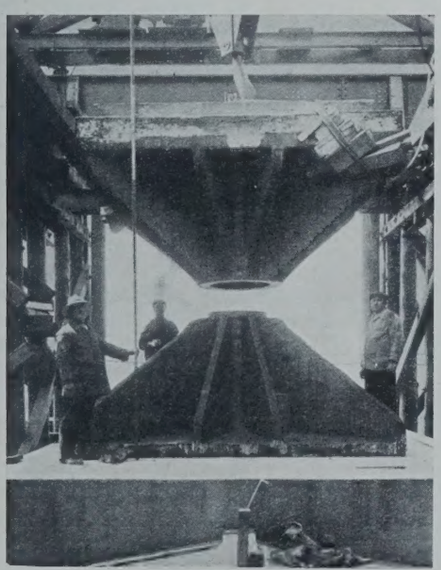


Abb. 87. Pylonenfußlager auf dem Pfeiler.

mit 25 t begrenzt. Für die Seitenöffnung konnten wegen des geringeren Gewichtes die beiden unteren Hälften schon im Werk mit den eingebauten Schotten zusammengebaut und so abgeliefert werden. Das Ankerende der Versteifungsträger mit seinen Wandflächen von rd. 12 m Höhe wurde für den Versand in 6 bis zu 25 t schwere, zweiwandige Teile zerlegt.

Besondere Anforderungen an Einrichtung und Bearbeitung in den Stahlgießereien und Werkstätten stellte die Anfertigung der Lagerteile

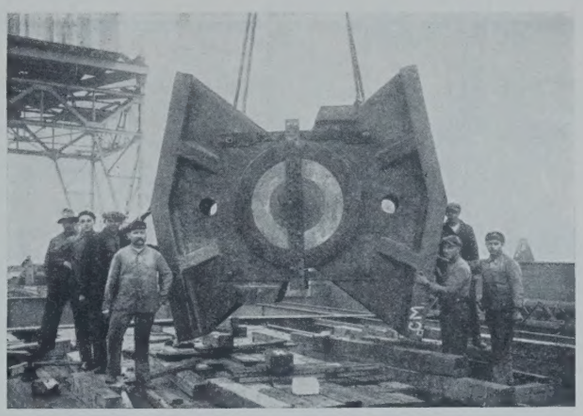


Abb. 88. Gelenk für die Seitenöffnung.

Abb. 89. Lagerteile für den Kabelsattel auf den Pylonenköpfen.

der Hauptbrücke, der Gelenke, der Umlenk- und Sattellager für das Kabel und der Kabelschellen; einesteils wegen ihrer Größe, andernteils wegen ihres Gewichtes. Der untere Teil des Pylonenfußlagers hat eine Grund-

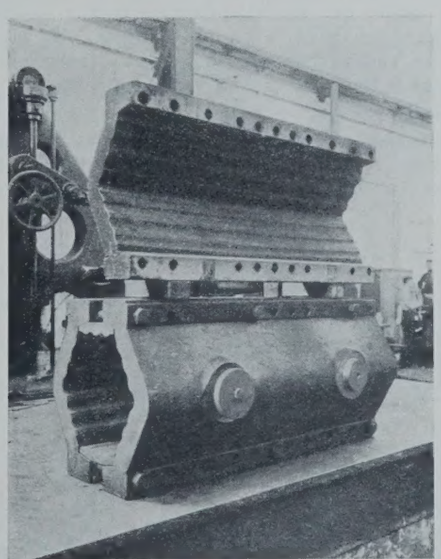


Abb. 90. Kabelschelle über dem Mittelgelenk.

fläche von 10,6 m² und ein Gewicht von 29 t; die obere Kipp-Platte dieses Lagers hat eine Aufstandfläche von 9,5 m² und ein Gewicht von 33 t; die Größe dieses Lagers ist aus Abb. 87 zu entnehmen. Abb. 88 zeigt das Gelenk in Punkt 7 der Seitenöffnung, das wie das Mittelgelenk ein Ge-

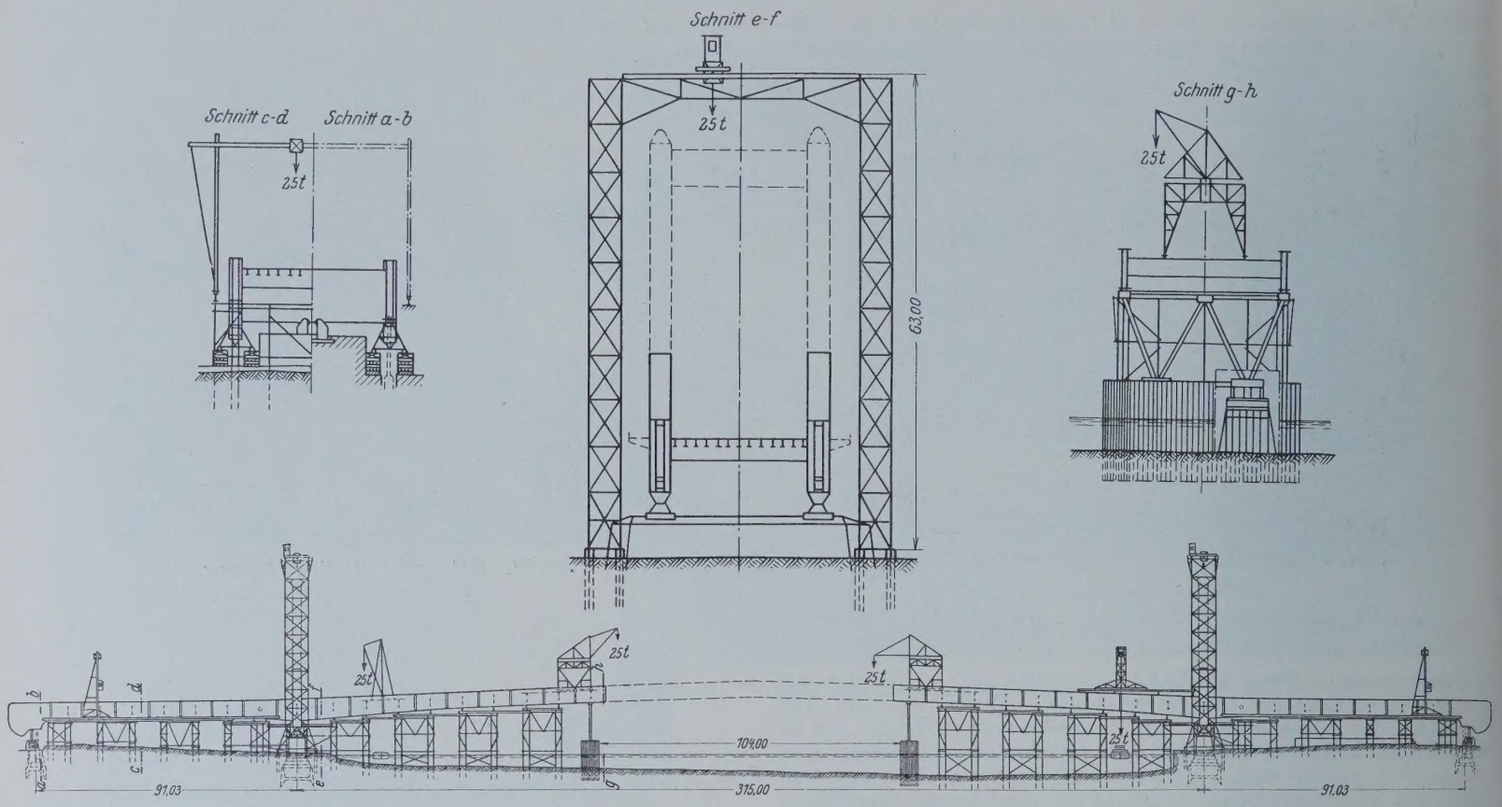


Abb. 91. Montagegerüst; Übersichtsplan.

wicht von rd. 11½ t aufweist. Das zweiteilige Kabelsattellager (Abb. 89) hat eine Aufstandfläche von 9,7 m² und ein Gesamtgewicht von rd. 32 t. Abb. 90 zeigt die für die Doppelaufhängung eingerichtete Kabelschelle über dem Mittelgelenk in der Werkstätte. Ihr Gewicht beträgt rd. 3 t.

3. Montage.

a) Allgemeine Beschreibung des Montagevorganges.

Bei Hängebrücken ohne aufgehobenen Horizontalschub montiert man zweckmäßig als erstes die Pylonen und legt dann die Seile auf. Zur Montage der Schellen und Hängestangen wird ein Kabelsteg zwischen die Pylonen gespannt. Dann hängt man die einzelnen Teile des Versteifungsträgers an die Hängeglieder und baut als letztes die zugehörigen Fahrbahnteile ein. Dieses Verfahren konnte bei der Rheinbrücke Köln-Mülheim nicht angewendet werden. Da die Kabel im Versteifungsträger verankert sind, mußte der Versteifungsträger bereits montiert sein, ehe man mit der Montage der Seile beginnen konnte. Es wurde daher bei dieser Brücke der Versteifungsträger mit der Fahrbahn und dem Windverband als erstes fertiggestellt, dann wurden die Pylonen errichtet und als letztes die Seile aufgelegt.

Der Zusammenbau des Versteifungsträgers geschah in den Seitenöffnungen auf hölzernen Rüstungen, und zwar auf beiden Seiten gleichzeitig; auch von der Mittelöffnung wurden die beiden seitlichen Drittel eingerüstet (vgl. Abb. 91). Am Ende der Rüstungen, also in den Drittelpunkten der Stromöffnung wurden besondere Hilfspfeiler errichtet, die nach dem Entfernen der Holzrüstungen zur Abstützung der Versteifungsträger dienten. Von diesen Hilfspfeilern aus wurde die Konstruktion bis zur Brückenmitte frei vorgebaut. Eine Montage auf fester Rüstung kam für den mittleren Teil nicht in Frage, da der Zusammenbau in den Winter fiel, wo feste Gerüste im Strom nicht stehenbleiben durften. Die Pylonen wurden von eisernen Gerüsten aus montiert, die die ganze Pylonenkonstruktion umfaßten. Die Seile wurden von der Reckbahn am Kölner Rheinufer auf Loren über die Brückenfußwege gefahren, an den Pylonen hochgezogen und in den Versteifungsträgerenden verankert. Nachdem in jeder Haupttragwand die zum Kabel gehörigen 37 Seile verlegt waren, wurden die Schellen und die Hängestangen angebracht. Solange die Versteifungsträger noch auf den Hilfspfeilern ruhen, haben die Kabel keine andere Last zu tragen als ihr eigenes Gewicht. Die von dieser Belastung herrührenden Streckungen sind gering, die Kabel weisen noch nicht jene Länge auf, die sie unter der gesamten ständigen Last der freigesetzten Brücke annehmen. Der Durchhang ist daher geringer als in der fertigen Brücke. Um den Versteifungsträger trotzdem mit den Hängestangen verbinden zu können, mußte er höher montiert werden, als der endgültigen Lage entspricht. In den Hilfspfeilern und an den Verankerungspunkten wurden daher Ablaßvorrichtungen eingebaut, durch die die Versteifungsträger später abgesenkt werden konnten.

(Fortsetzung folgt.)

INHALT: Hamburgs Hafenbauten auf Waltershof. — Die Straßenbrücke über den Rhein in Köln-Mülheim. (Fortsetzung).

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau. — Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

7. Jahrgang | BERLIN, 22. November 1929 | Heft 51

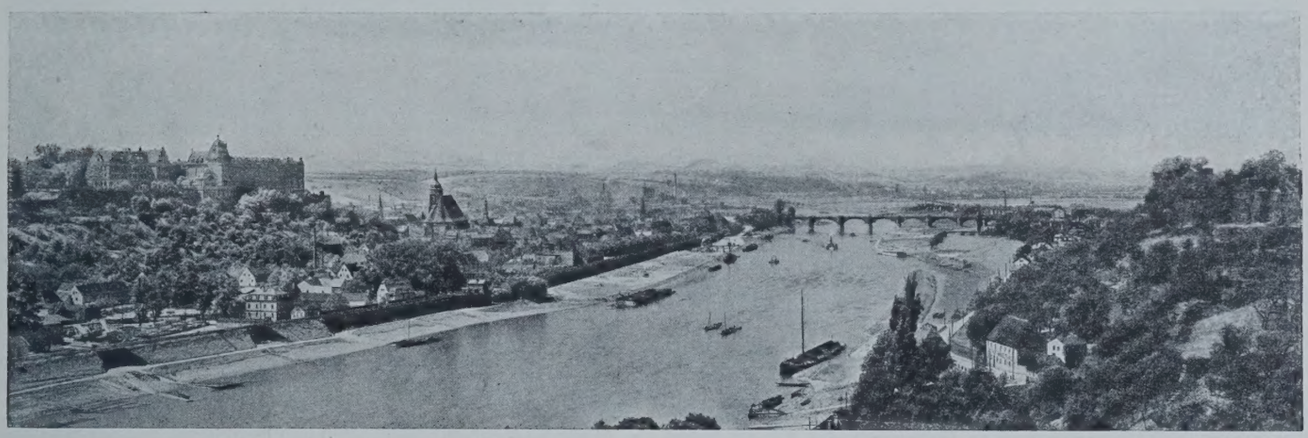


Abb. 1. Pirna mit der Elbbrücke 1928.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Pirnaer Elbbrücke und ihre Verbreiterung 1928.

Von Oberregierungsbaurat **R. Lehnert**, Pirna.

I. Vorgeschichte der Pirnaer Elbbrücke.

Von den zwölf Brücken, die in Sachsen über die Elbe führen (drei Eisenbahn-, sechs Straßenbahn-, drei Eisenbahn- und Straßenbrücken), sind die ehemalige Augustusbrücke in Dresden (Neubau 1906 bis 1910) und die Meißner Elbbrücke im 13. Jahrhundert, sämtliche übrigen Brücken in der Zeit zwischen 1846 und 1900 entstanden. Zur Zeit ist wieder eine gesteigerte Bautätigkeit festzustellen. Der Überbau der Meißner Eisenbahnbrücke mußte 1926/27 erneuert und die 1872 bis 1875 erbaute Pirnaer Brücke 1928 verbreitert werden. In den nächsten Jahren soll ein Umbau der Meißner Straßenbrücke und der Neubau einer fünften Straßenbrücke in Dresden ausgeführt werden.

Die Vorgeschichte des Pirnaer Brückenbaues läßt sich bis 1563 zurück verfolgen.

In diesem Jahre ließ nach einem Bericht in der Pirnaischen Chronik von 1729 ein Pirnaer Bürger, Mattheus Heinze, den Elbstrom von der „Pforte“ bis zum „Wert“ für die Zwecke einer Brückenplanung vermessen. Der Wert (Werder) ist eine ehemalige Elbinsel, die heute infolge von Verlandung und Verfüllung des sie vom Ufer trennenden Wasserarmes mit dem Ufer verbunden ist (Abb. 2).

Die Brücke war als Holzbrücke im Zuge der Badergasse vom Erdhübel vor der Pforte nach dem Wert und zur Copitzer Gasse gedacht und mit 40 000 meißnischen Gulden veranschlagt worden[1]). Da der Kurfürst eine Unterstützung in der erbetenen Höhe nicht gewähren konnte, mußte der Brückenbau unterbleiben.

Als Anfang vorigen Jahrhunderts Pirna durch die Aufhebung der Stapelgerechtigkeit und durch die Freigebung der Elbschiffahrt in kaufmännischer Hinsicht viel verloren hatte, hoffte man durch Erbauung einer Elbbrücke den gesamten Handel des Oberelbgaues wieder gewinnen und Pirna wieder zum Haupthandelsplatz machen zu können. Zur Verwirklichung der 1828 vom Hofbaumeister Blaßmann im Auftrage des Stadtrates aufgestellten Planung einer Kettenbrücke nach englischen und österreichischen Vorbildern konnten aber die restlichen 50 000 Taler der auf 90 000 Taler veranschlagten Kosten nicht aufgebracht werden, so daß auch dieser Plan scheiterte.

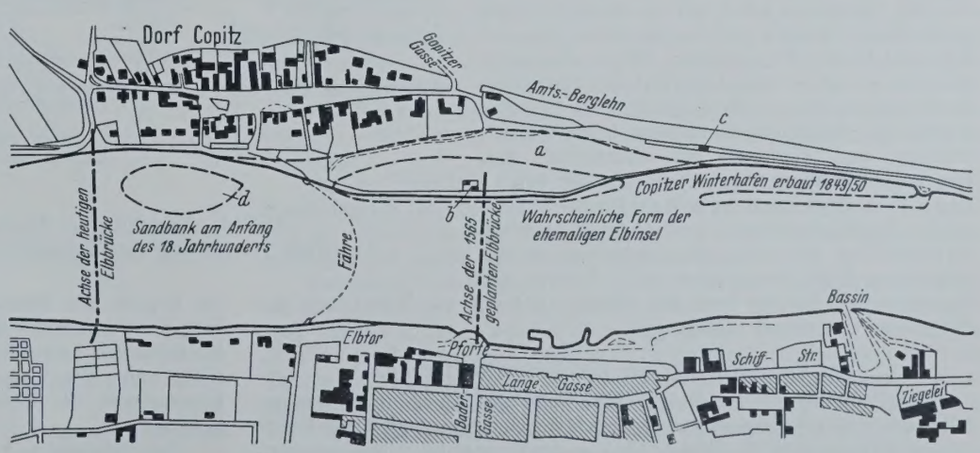
Auch die Hoffnungen auf den Bau einer 1837 geplanten Eisenbahn von Dresden über Pillnitz nach Pirna und damit einer Elbbrücke im Zuge dieser Linie verwirklichten sich nicht, ebensowenig die an die Errichtung einer Amtshauptmannschaft in Pirna und an ein für den Brückenbau gegründetes Aktienunternehmen geknüpften Hoffnungen.

Nachdem aber die Bodenbach-Dresdner Eisenbahn gebaut und die Südlausitzer Bahn bis Sohland genehmigt war, wurde 1870 auch die Verbindungsbahn dieser beiden Linien und damit endlich die Elbbrücke bei Pirna genehmigt. Bis zum Baubeginn vergingen noch zwei Jahre. Die Brücke sollte in erster Linie Eisenbahnzwecken dienen, die mit zu überführende Straße mußte sich also der Linienführung der Bahn unterordnen. Daraus erklärt sich die wenig günstige Lage der Brücke zur Stadt. Anderseits hat diese Lage für den neuzeitlichen Durchgangsverkehr den Vorteil, daß er die innere Stadt nicht zu berühren braucht.

Die Pirnaer Brücke war damals die erste Straßenbrücke auf der 56 km langen Strecke zwischen sächsisch-böhmischer Landesgrenze und der Dresdner Augustusbrücke. 1875 bis 1877 entstand dann noch die Eisenbahn- und Straßenbrücke bei Schandau.

II. Die Erbauung der Elbbrücke in den Jahren 1872 bis 1875.

Der mit der Planung und Ausführung der neuen Brücke beauftragte Wasserbauinspektor Hofmann aus Dresden stellte die Entwürfe einer Eisen- und einer Sandsteinbrücke zur engeren Wahl. Die hohen Bau- und Unterhaltungskosten und die baukünstlerisch wenig befriedigenden Überbauten führten zur Ablehnung des Entwurfes der eisernen Brücke. Nach dem zur Ausführung gewählten Entwurfe einer neunbogigen Steinbrücke, die zugleich Zeugnis ablegen sollte von der Bedeutung der Pirnaer Sandsteinindustrie, wird der eigentliche Stromschlauch im Grundriß in einer Geraden von 138,5 m Länge überschritten. Daran schließt sich je



a vermutliche Form des ehemaligen rechten Elbarmes. *b* altes Werthaus. *c* neues Werthaus
b und *d* aus einer um 100 Jahre älteren Karte übertragen.

Abb. 2. Pirna nach der Elbstromkarte von Schlieben (1828).

[1]) 40 000 Gulden Meißner Währung hatten damals einen Wert von rd. 190 000 Mark und würden heute einem Werte von rd. 500 000 R.-M. entsprechen.

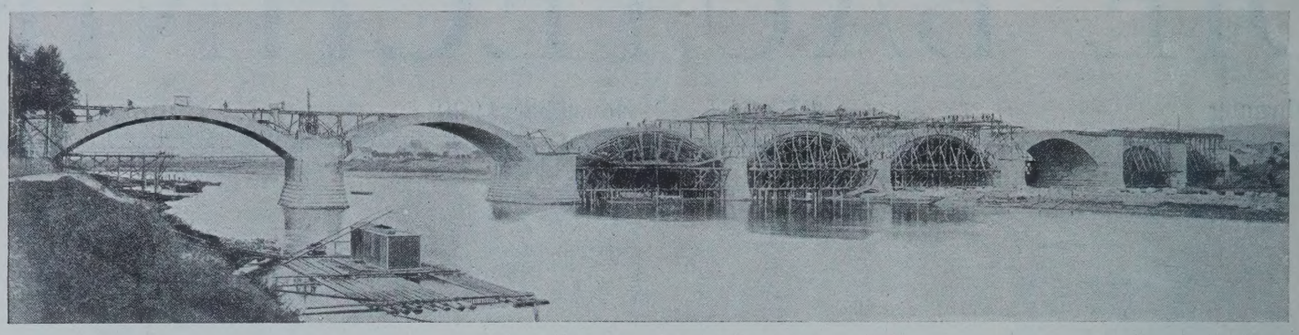


Abb. 3. Bau der Pirnaer Elbbrücke, 1872 bis 1875.

ein Bogen an auf dem linken Ufer von 250 m Halbmesser und 46,5 m Länge, auf dem rechten Ufer von 500 m Halbmesser und 109 m Länge. Die vier Stromöffnungen haben Brückenbogen von je 30 m l. W. Nach dem rechten Ufer zu folgen zwei Landbogen von ebenfalls je 30 m, weiter je einer von 24, 20 und 16 m. Die Verringerung der Lichtweiten ergibt sich daraus, daß das Pfeilverhältnis aller Bogen 1:5 sein sollte, die Pfeilhöhen jedoch unter der Copitzer Rampe ermäßigt werden mußten. Die Rücksicht auf die Schiffahrt gebot die Ausführung der Wölbarbeiten in drei Abteilungen und damit die Einschaltung von zwei Gruppenpfeilern, die ebenso wie die Endwiderlager je 7,5 m stark ausgeführt wurden gegen 4,5 m Stärke der übrigen Pfeiler. In den Bogenstrecken wurden zur Vermeidung schiefer Gewölbe die Pfeiler konisch ausgebildet. Sämtliche Pfeiler wurden durch Fundamentabsätze verstärkt, die bis auf 2,83 m unter Nullwasserstand hinunterreichen.

Die Brücke ist zwischen den Stirnen 16 m breit. Durch beiderseitige Konsolsteine wird die Gesamtbreite noch um zusammen 1,13 m größer. Die Brückenfahrt wurde wie folgt eingeteilt: Fußweg der Eisenbahn 1,13 m, Bahnkörper 7,65 m, Zwischenfußweg mit Geländer 0,57 m, Straßenfahrbahn 6,08 m, Fußweg der Straße 1,70 m.

Im Stromschlauch wurde guter, tragfähiger Baugrund erst in 4 m Tiefe unter der Flußsohle festgestellt. Die Pfeiler wurden auf Pfahlrosten gegründet, die 450 Mark/m² Pfeilergrundfläche kosteten.

Bei den Gründungsarbeiten im Strome wurden die Tragpfähle von schwimmenden Gerüsten aus mit Dampframmen innerhalb von Spundwänden geschlagen. Die rechnerische Traglast jedes Pfahles betrug 35,3 t. Das Aufbringen des Rostes und das Mauern der ersten Schichten geschah zwischen Fangedämmen bei trockener Baugrube. Die Wasserhaltung bereitete keine Schwierigkeiten. Die Pumpen leisteten durchschnittlich 45 l/sek bei 4,5 m Hubhöhe.

Bei den Wölbarbeiten konnten die Gerüste des ersten Abschnitts für den zweiten zum Teil wieder verwendet werden (Abb. 3). Die Lehrgerüste selbst bestanden aus sieben Bindern und sechs Lehrgebinden. Zum Ausrüsten wurden elf Wölbschrauben in jeden Binder eingebaut. Als geringste Scheitelsenkungen wurden 17 mm, als größte 63 mm gemessen.

Im Juli 1872 wurde mit dem Rammen des Fangedammes für den ersten Strompfeiler begonnen. Am 4. Dezember fand die Grundsteinlegung statt. Ende 1873 waren alle Pfeiler zum Wölben fertig. Im Mai 1874 wurde mit dem Wölben begonnen. Am 24. November 1874 wurde der Schlußstein des letzten Bogens gesetzt und am 2. Oktober 1875 die Brücke dem Verkehr übergeben.

Die Baukosten waren mit rd. 2 460 000 Mark veranschlagt worden, betrugen aber nur rd. 2 150 000 Mark. Die gesamte Brücke wurde in den Besitz und in die Unterhaltung der Staatseisenbahnverwaltung übernommen. Erst später wurde die Fahrbahnunterhaltung (ausschließlich Fußweg und Gerinne) der damaligen Kgl. Chausseeverwaltung überwiesen, da die Brücke zugleich im Zuge der Staatsstraße Pirna—Stolpen liegt. An diesen Besitz- und Unterhaltungsverhältnissen hat sich auch nichts geändert, als die sächsischen Staatseisenbahnen am 1. April in das Eigentum des Reiches und im Oktober 1924 in die Verwaltung der Reichsbahn-Gesellschaft übergingen.

III. Vorgeschichte der Brückenverbreiterung.

Die Verbreiterung des einschließlich Fußweges 7,8 m breiten Straßenteiles der Elbbrücke wurde zum ersten Male vom Gemeinderat in Copitz in einer Eingabe vom 26. Oktober 1911 an das Finanzministerium angeregt. Die Notwendigkeit der Verbreiterung wurde sowohl mit dem starken Lastenverkehr (Artillerie der Garnison Pirna) als auch dem starken Fußwegverkehr (nach und von den Fabriken) begründet.

Nach einer Reihe weiterer Eingaben und wiederholten Verhandlungen wurde die Verbreiterung in Gestalt einer vom Bauamt vorgeschlagenen Eisenbetonauskragung vom Finanzministerium am 7. April 1927 unter der Bedingung genehmigt, daß zu den auf zunächst 150 000 R.-M. geschätzten Kosten die Stadt Pirna 50 000 R.-M., der Bezirk 10 000 R.-M. beizutragen habe. Außerdem sollte der Stadtrat die Unterhaltung des Fußweges künftig übernehmen, da sich die Reichsbahnverwaltung beharrlich weigerte, diese Verpflichtung auch für die verbreiterte Gangbahn anzuerkennen.

Die Straßenbaudirektion ließ nun gemeinsam mit der Hochbaudirektion ein Modell der Brücke mit den verschiedenen für die Verbreiterung in Frage kommenden äußeren Ausgestaltungen der Kragplatte herstellen. Das alte Brückenbild sollte durch den Verbreiterungsbau nicht wesentlich verändert, das Städtebild nicht beeinträchtigt werden. Der Vorzug wurde allgemein dem später auch ausgeführten Entwurfe gegeben, der eine zinnen- oder zahnschnittartige Begrenzung der ganz einfach gehaltenen Platte am Brückenstirnmauerwerk vorsah. Für die Zukunft ergibt sich nun folgendes: Die Reichsbahnverwaltung ist Eigentümerin der gesamten Brücke. Die Unterhaltung der Brücke und der eisenbahnseitigen Wassereinläufe der Straßenfahrbahn ist ebenfalls Eisenbahnsache, die Fahrbahn und das Kragbauwerk der Fußgangbahn hat die Staatsstraßenbauverwaltung, die Fußbahn mit Bord, Gerinne, Geländer und Treppe die Stadt Pirna zu unterhalten. Die Planung erforderte noch verschiedene Umarbeitungen, wobei sich zugleich die Notwendigkeit einer Höherlegung und Umpflasterung der ganzen Fahrbahn ergab.

Bei der nochmaligen rechnerischen Durchprüfung der Kragkonstruktion waren dem Bauamte Bedenken gekommen, ob nicht bei Ausbildung der Gegengewichtplatte in einer waagerechten Lage die statisch unklare Lagerung der Platte einerseits auf Mauerwerk, anderseits auf Erdauffüllung so unterschiedliche Elastizitätsverhältnisse zur Folge haben würde, daß die verschiedene Vibration zu Torsionsspannungen und Rissen in der Platte führen mußte. Es berichtete deshalb über einen Abänderungsvorschlag der Eisenbetonbau AG. vormals Vetterlein & Co. an das Finanzministerium, wonach das Gegengewicht für sich hergestellt und unmittelbar auf das Gewölbemauerwerk aufgesetzt werden sollte. Die Kragplatte dagegen sollte in Formstücken von je 2 t Gewicht auf die Baustelle gefahren und durch Dampfkran auf die Stirnmauern der Brücken aufgelegt und an dem Gegengewicht befestigt und verankert werden (Abb. 4). Der Vorteil dieser Bauart würde im Fortfall der Rüstung, in der Verkürzung der Bauzeit und damit in der Verringerung der Verkehrsbelästigungen und -beschränkungen bestanden haben. Nachteilig wären die vielen Fugen und die Schwierigkeit der Herstellung ebener Flächen der gesamten Kragplatte gewesen.

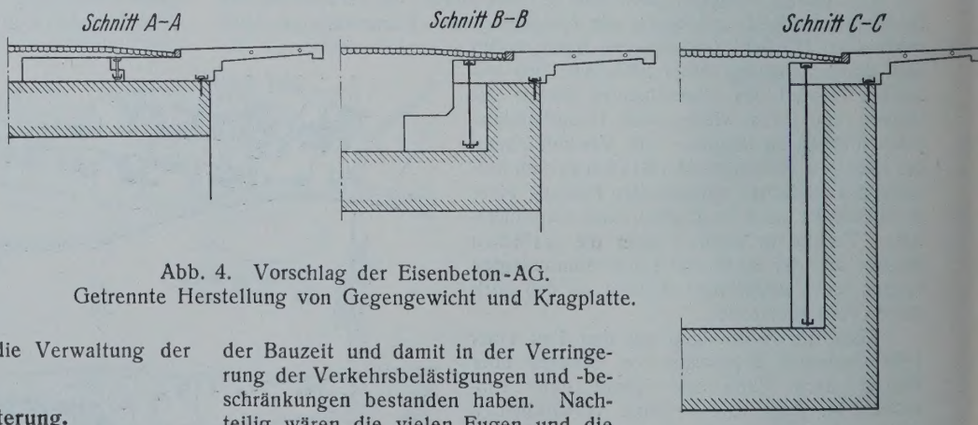


Abb. 4. Vorschlag der Eisenbeton-AG.
Getrennte Herstellung von Gegengewicht und Kragplatte.

Das Finanzministerium teilte die Bedenken des Bauamtes hinsichtlich der unklaren Lagerung nicht und konnte sich auch für den Vetterleinschen Vorschlag nicht erwärmen. Es beauftragte im März 1928 das Bauamt, die Arbeiten nach der Zeichnung der Straßen-Baudirektion vom Mai 1927

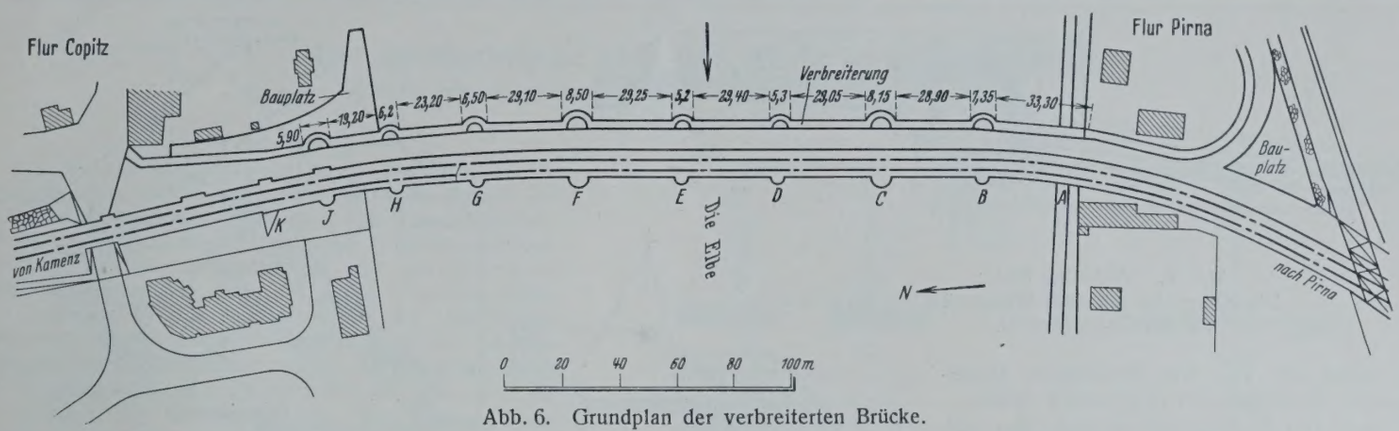


Abb. 6. Grundplan der verbreiterten Brücke.

auszuschreiben, hierbei aber den sich bewerbenden Firmen Gelegenheit zu geben, zur Erzielung von Vereinfachungen und Verbilligungen bei Herstellung der Rüstungen Gegenvorschläge zu machen.

IV. Ausschreibung der Verbreiterungsarbeiten.

Der der Ausschreibung zugrunde gelegte Entwurf sah die Verbreiterung der 7,8 m einschließlich des Fußweges breiten Straße durch Auskragung einer Eisenbetonplatte auf 10 m vor (7 m Fahrbahn, 3 m Fußweg) und

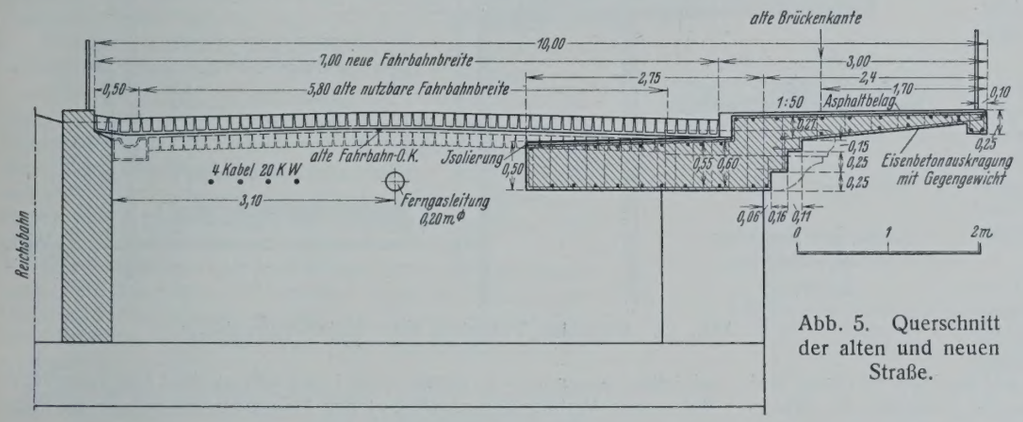


Abb. 5. Querschnitt der alten und neuen Straße.

zugleich eine Höherlegung der gesamten Pflasterfahrbahn um im Höchstfalle 18 cm (Abb. 5). Die Eisenbeton-Kragplatte mit Gegengewicht war aus hochwertigem Portlandzement im Mischungsverhältnis $1 : 2^1/_2 : 2^1/_2$ mit 3 cm starkem Vorsatzbeton nach dem nebenstehenden Querschnitt auszuführen. Die Bewehrung bestand danach aus Rundeisen von 8 und 10 mm Durchm. Je m^3 Eisenbeton waren 65 kg zu verlegen. Der größte Abstand der einzelnen Eisen betrug im Gegengewicht 15 cm, in der Kragplatte 3,5 cm. Als größte Eisenspannung waren 1000 kg/cm² zugelassen, und als größte Druckspannung im Beton ergaben sich 21 kg/cm².

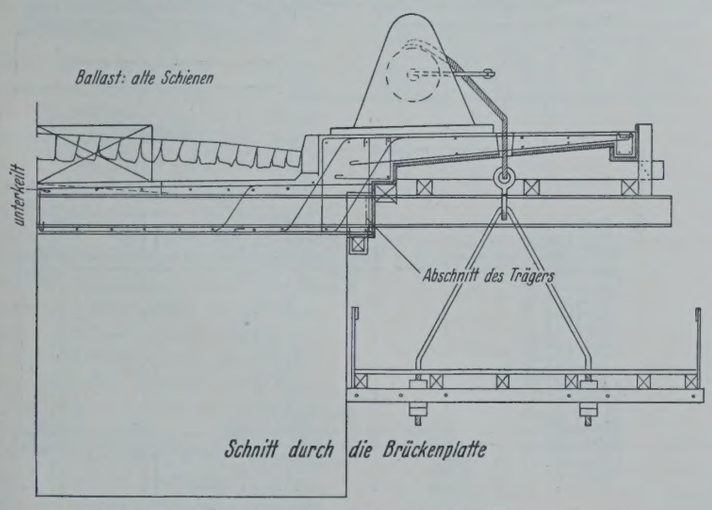


Abb. 7. Rüstungsvorschlag von Ph. Holzmann.

In den Ausschreibungsbedingungen wurde gefordert, daß die Fahrbahnbreite mit Rücksicht auf den starken Straßenverkehr (nach der Herbstzählung 1928 gegen 4000 t/Tag und täglich 10000 bis 15000 Fußgänger und Radfahrer) nicht mehr als auf höchstens 140 lfd. m und nicht mehr als auf 3 m Breite eingeschränkt werden durfte (Gesamtlänge der Baustrecke 375 m). Auch der Eisenbahnverkehr durfte weder gefährdet noch gehindert werden. Für den Schiffsverkehr mußte wenigstens eine der beiden Schiffahrtöffnungen zu ungehinderter Durchfahrt offen bleiben (Abb. 6).

Dem Angebot war ein ausführliches Bau- und Rüstungsprogramm beizufügen. Bis spätestens 31. Oktober sollten sämtliche Arbeiten beendet sein. Den Bewerbern wurde anheimgestellt, außerdem noch Vorschläge für eine andere Ausbildung der Kragplatte oder überhaupt für eine andere Bauart zu machen. Voraussetzung blieb aber, daß das Brückenbild der Ausschreibungsplanung nicht verändert wurde. Die Verbreiterung wurde beschränkt, aber mit Rücksicht auf die vielseitige Bewerbung bewährter Firmen, unter 13 Firmen ausgeschrieben, von denen einschließlich der Sondervorschläge insgesamt 18 Angebote eingingen, die sich zwischen 183056 und 285271 R.-M. bewegten.

An besonderen Arten von Rüstungen waren außer Hängegerüsten ohne nähere Erläuterung und Rüstungen von Grund auf folgende vorgesehen worden:

Die Firma Odorico (183056 R.-M.) wollte zwischen den über die Brückenstirn vorspringenden Pfeilerköpfen Holzbogen einspannen und darauf Schutz-, Schalungs- und Arbeitsgerüst aufbauen. Die halbkreisförmigen Pfeilervorsprünge, die ungleichen Pfeilerabstände, die zu erwartende ungleiche Setzung der Rüstungen und Beschädigung des Mauerwerks sprachen gegen diesen Rüstungsvorschlag, den das Bauamt deshalb nicht empfehlen konnte.

Die Firmen Holzmann (223201 R.-M.), Dyckerhoff & Widmann (247444 R.-M.) und Eisenbetonbau AG. vorm. Vetterlein (241299 R.-M.) sahen eine Rüstung auf in das Gegengewicht einzubetonierenden I-Trägern vor, und zwar wollten Dywidag und Vetterlein zunächst das Gegengewicht für sich betonieren, Holzmann dagegen die Träger auf der Gegengewichtseite mit Ballast beschweren, um dann erst einrüsten und Platte mit Gegengewicht gleichzeitig betonieren zu können. Danach wollte Holzmann von einem an die mittlerweile erhärtete Kragplatte angehängten Arbeitsgerüst aus die I-Träger autogen abschneiden, die Steinmetzarbeiten usw. ausführen und schließlich das Gerüst wieder abbauen. Die Auswechslung dieser an einer Winde aufgehängten Hängegerüste sollte so stattfinden, daß sie auf einen in der Elbe verankerten Prahm herabgelassen, verfahren und wieder hochgezogen wurden (Abb. 7). Vetterlein wollte sich eines besonderen Abrüstungsschlittens bedienen.

Für die Ausführung der Verbreiterung nach der staatlichen Planung mußte diesem Holzmannschen oder einer Kombination des Holzmannschen mit dem Vetterleinschen Vorschlage, nach dem die Ausführung später ja auch gemacht wurde, der Vorzug gegeben werden.

Besondere Vorschläge für eine andere Bauart der Kragplatte hatten die Firmen Dyckerhoff & Widmann (225302 R.-M.), Rüde (224019 R.-M. und 254463 R.-M.), Wayss & Freytag (285271 R.-M) und Vetterlein (216542 R.-M.) gemacht. Nach den Vorschlägen der drei erstgenannten Firmen sollten zur Ersparung von Rüstungen und Bauzeit fertige Werkstücke versetzt werden, und zwar nach dem Vorschlage der Firma Dywidag 4,8 m lange und 0,5 m breite Werkstücke des gesamten Querschnitts der Krag- und Gegengewichtsplatte von je 2,4 t Gewicht. Die notwendige Längsversteifung sollte durch Eisenbetonlängsbalken am Ende des Gegengewichtsteiles und der Kragplatte erzielt werden. Diese Balken sollten nach Verlegung der Platte an Ort und Stelle betoniert, und in

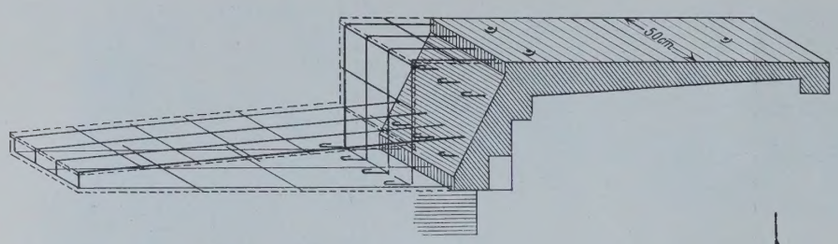


Abb. 8. Vorschlag Rüde: Die Kragplatte mit dem Eisengerüst für das Gegengewicht.

sie sollten die aus den Werkstücken hinausragenden Rundeisenenden eingebunden werden.

Nach dem Rüdeschen Vorschlage, dem auch der von Wayss & Freytag ähnlich war, sollte dagegen nur der vordere, über das Stirnmauerwerk der Wölbbrücke auskragende, zugleich aber die Eiseneinlagen für den Gegengewichtsteil enthaltende Teil der Platte in der Form von Werkstücken versetzt, das Gegengewicht selbst dagegen erst an Ort und Stelle betoniert werden (Abb. 8). Dadurch wäre die Verwendung wesentlich breiterer Werkstücke möglich geworden. Seitlich war ein Falz vorgesehen, der die Genauigkeit der Verlege-Arbeit und das nachträgiiche Vergießen der Fugen erleichtern sollte.

Die Werkstücke sollten durch einen Kran verlegt und an Kippern auf einem fahrbaren Gerüst verankert werden (Abb. 9). Nach Verlegung von je vier Werkstücken auf diese Weise sollte in einem Zuge das Gegengewicht mit hochwertigem Zement betoniert werden, so daß nach etwa zwei Tagen die Verankerung hätte gelöst werden können.

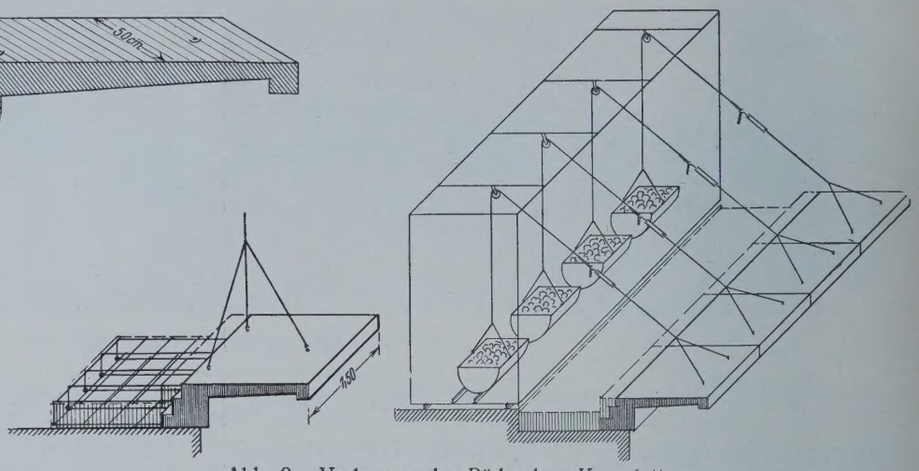


Abb. 9. Verlegung der Rüdeschen Kragplatten.

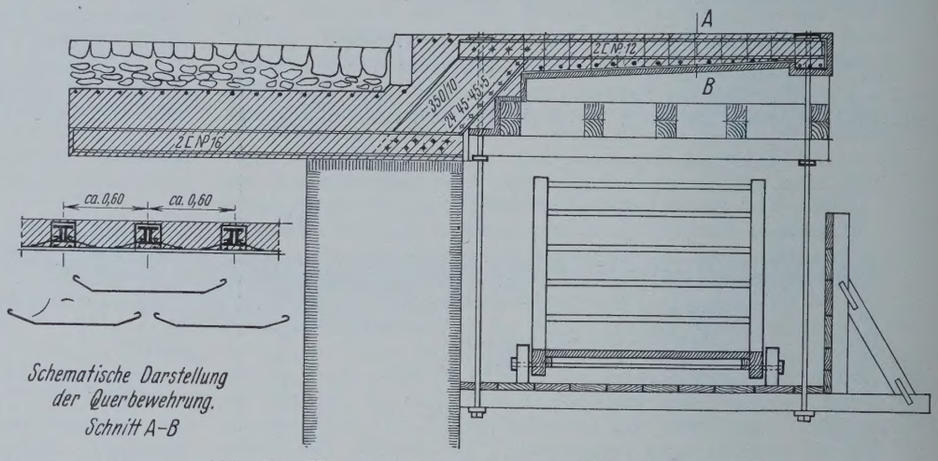


Abb. 10. Vorschlag Vetterlein einer Melan-Bauweise.

Diese Vorschläge zeichneten sich ebenso wie der der Dywidag durch den Fortfall jeder Rüstung und durch wesentliche Abkürzung der Bauzeit aus (Ende August und Ende September). Allerdings standen sie hinsichtlich der Höhe der Kostenanschläge erst an vierter und späterer Stelle. Mit Rücksicht auf die ungleiche Elastizität des Widerlagers und zur Vermeidung ungleicher Setzungen war ferner eine Aufteilung der Platte in einzelne Teilstücke nicht erwünscht. Schließlich würde das Arbeiten mit den schweren Platten und einem Dampfkran auf der außerordentlich verkehrsreichen und beengten Brücke voraussichtlich zu allerhand Unzuträglichkeiten und Verkehrserschwernissen geführt haben, und die erforderliche Genauigkeit bei der Verlegung der Werkstücke wäre nur schwer einzuhalten gewesen.

Einen sehr beachtlichen weiteren Vorschlag, der hinsichtlich der Höhe des Kostenanschlages (216 542 R.-M.) an zweiter Stelle stand, hatte die Firma Vetterlein gemacht. An Stelle der reinen Eisenbetonplatte war eine Melan-Bauweise unter Verwendung von genieteten Blechträgern mit darangehängter Schalung und darangehängtem Arbeitsgerüst vorgesehen (Abb. 10). Das tragende Bauwerk sollte also selbst zur Aufhängung der Rüstung verwendet werden. Für eine hinreichende Längsverbindung in der Fahrbahnrichtung sollte durch eine Querbewehrung zwischen den in 60 cm Abstand zu verlegenden Blechträgern Sorge getragen werden. Das Betonieren sollte von der Gegengewichtseite her stattfinden, so daß gefährliche Trägerschwankungen hätten vermieden werden können. Das Gegengewicht hätte über den fertig verlegten Kragträgern in einem Zuge durchbetoniert werden können.

Den Hauptvorteilen des Vetterleinschen Anschlages: einfache Rüstung, kurze Bauzeit (15. September) und damit geringe Verkehrsbeschränkungen, stand allerdings der Nachteil des immerhin erheblichen Kostenunterschiedes von 33500 R.-M. im Vergleich zum Odoricoschen Anschlage gegenüber (= rd. 20 % mehr).

Die Firma Odorico hatte mittlerweile noch den aus der Zeichnung ersichtlichen weiteren Vorschlag einer Rüstung mit Hilfe von über die Platte hinweggeführten Konsolträgern eingereicht (Abb. 11).

Wegen der bei dieser Rüstung nötigen Beschränkung der Fahrbahnbreite um weitere 80 cm durch das Gegengewicht und der Gefahr von Wagenstößen gegen das Gegengewicht und die Rüstung konnte auch dieser Vorschlag nicht zur Annahme empfohlen werden. Dagegen wurde das Angebot der Firma Odorico vom Finanzministerium als das billigste schließlich angenommen, nachdem die Firma sich zu einer den Vorschlägen Holzmanns, Vetterleins und der Dywidag ähnlichen Rüstung für die Platte in den Stromöffnungen entschlossen hatte.

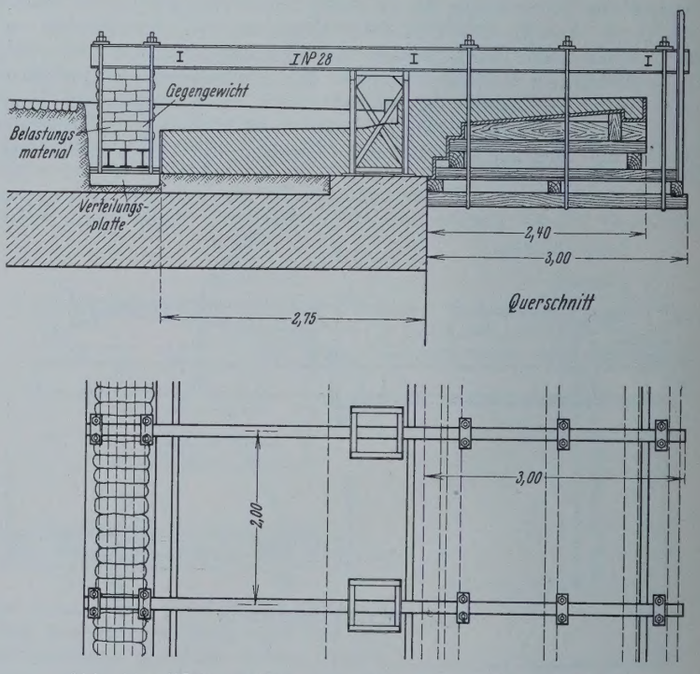


Abb. 11. Weiterer Rüstungsvorschlag der Firma Odorico.

Einschließlich der vom Bauamt unmittelbar zu bewirkenden Leistungen belief sich der nunmehr vom Finanzministerium am 2. Juli 1928 genehmigte Gesamtkostenanschlag auf 195000 R.-M. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Die Straßenbrücke über den Rhein in Köln-Mülheim.

Redaktionelle Bearbeitung Professor Dr.-Ing. ehr. **G. Kapsch,** München.

(Fortsetzung aus Heft 50.)

b) Gerüste.

Das Versteifungsträgergerüst. Das Gerüst in den Seitenöffnungen und in den beiden seitlichen Dritteln der Mittelöffnung diente zur Abstützung der Haupttragwände. Die Versteifungsträger ruhten an jedem Querträgeranschlußpunkt auf zwei Druckwasserpressen, die auf eine eiserne Verteilungskonstruktion aufgesetzt waren. Dadurch wurde die Knotenlast in den Seitenöffnungen auf vier Pfosten gleichmäßig verteilt. In der Mittelöffnung, in der die Konstruktionsteile schwerer waren, wurde die Knotenlast durch den Verteilungsrost auf sechs Pfosten verteilt (vgl. Abb. 92).

Zwischen den beiden Tragwänden der Brücke diente das Gerüst lediglich als Arbeitspodium; es konnte daher mit einer Belastung von 60 kg/m² für die Gerüstteile zwischen den Versteifungsträgern gerechnet werden. Für die Traghölzer (6,5 m Stützweite und 1,125 m Abstand) wurde zusätzlich eine Einzellast von 300 kg angenommen. Die eisernen Unterzüge (9,13 m Stützweite, 6,5 m Abstand) wurden außer für die angegebene, gleichmäßig verteilte Belastung noch für eine Einzellast von 1 t bemessen. Außerhalb der Versteifungsträger wurde je eine weitere Pfahlreihe gerammt, die zur Stützung einer Kranbahn diente. Die Gesamtbreite der Rüstung ergab sich daraus zu 28 m.

Für das Versteifungsträgergerüst wurden im ganzen etwa 1000 Pfähle geschlagen und 3000 m³ Holz verzimmert.

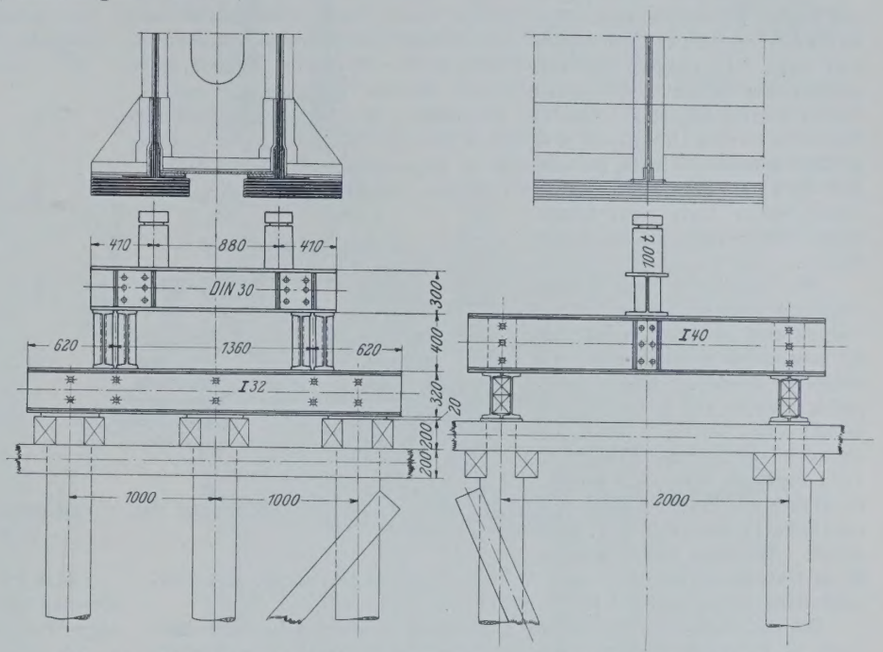


Abb. 92. Abstützung des Versteifungsträgers am Gerüst in der Mittelöffnung.

Die Montagehilfspfeiler. Die beiden Montagepfeiler in den Drittelpunkten der Stromöffnung hatten die Eisenkonstruktion zu stützen, bis die Versteifungsträger an den Seilen angehängt waren. Die Auflast von 2500 t für jeden Hilfspfeiler wurde von den Versteifungsträgern zunächst an eine etwa 11 m hohe eiserne Pendelwand abgegeben (vgl. Abb. 93).

Die Pendelwand gab den Druck auf zwei Trägerroste weiter, die die Kräfte auf hölzerne Pfahljoche übertrugen. Die beiden Pfahlgruppen wurden zum Schutze gegen Schiffstöße und Eisangriff von einer eisernen Spundwand umschlossen.

Die eisernen Böcke wurden als Pendel ausgebildet, damit die abgestützten Punkte der Versteifungsträger den auftretenden waagerechten Bewegungen in der Richtung der Brückenachse folgen konnten. Die Länge der Pendelwände betrug dem Hauptträgerabstand entsprechend oben 22,2 m. Unten waren die Böcke auf eine Entfernung der Stützpunkte von 13,3 m zusammengezogen, damit die Pfeiler möglichst kurz wurden.

Zwischen den Böcken und den Trägerrosten wurde eine Absenkvorrichtung angeordnet, die es ermöglichte, die Versteifungsträger an den unterstützten Punkten 17 bis zu 80 cm abzusenken. Diese Vorrichtung sollte gleichzeitig dazu dienen, ein zu starkes Setzen der Pfahljoche oder Höhenunterschiede zwischen den beiden Hilfspfeilern auszugleichen. Ferner war die Möglichkeit vorgesehen, eine seitliche Verschiebung der Unterstützungspunkte der Brücke vorzunehmen, falls die von beiden Ufern aus vorgestreckten Versteifungsträgerenden in der Mitte nicht zusammentreffen würden. Dazu sollten bewegliche Lager, die von den Flutbrücken entnommen werden konnten, quer zur Brückenachse eingebaut werden. Es wurde dadurch möglich, die beiden Brückenhälften, jede für sich, um die Pylonenpfeiler zu schwenken. Die Lage der beiden Versteifungsträger stimmte jedoch,

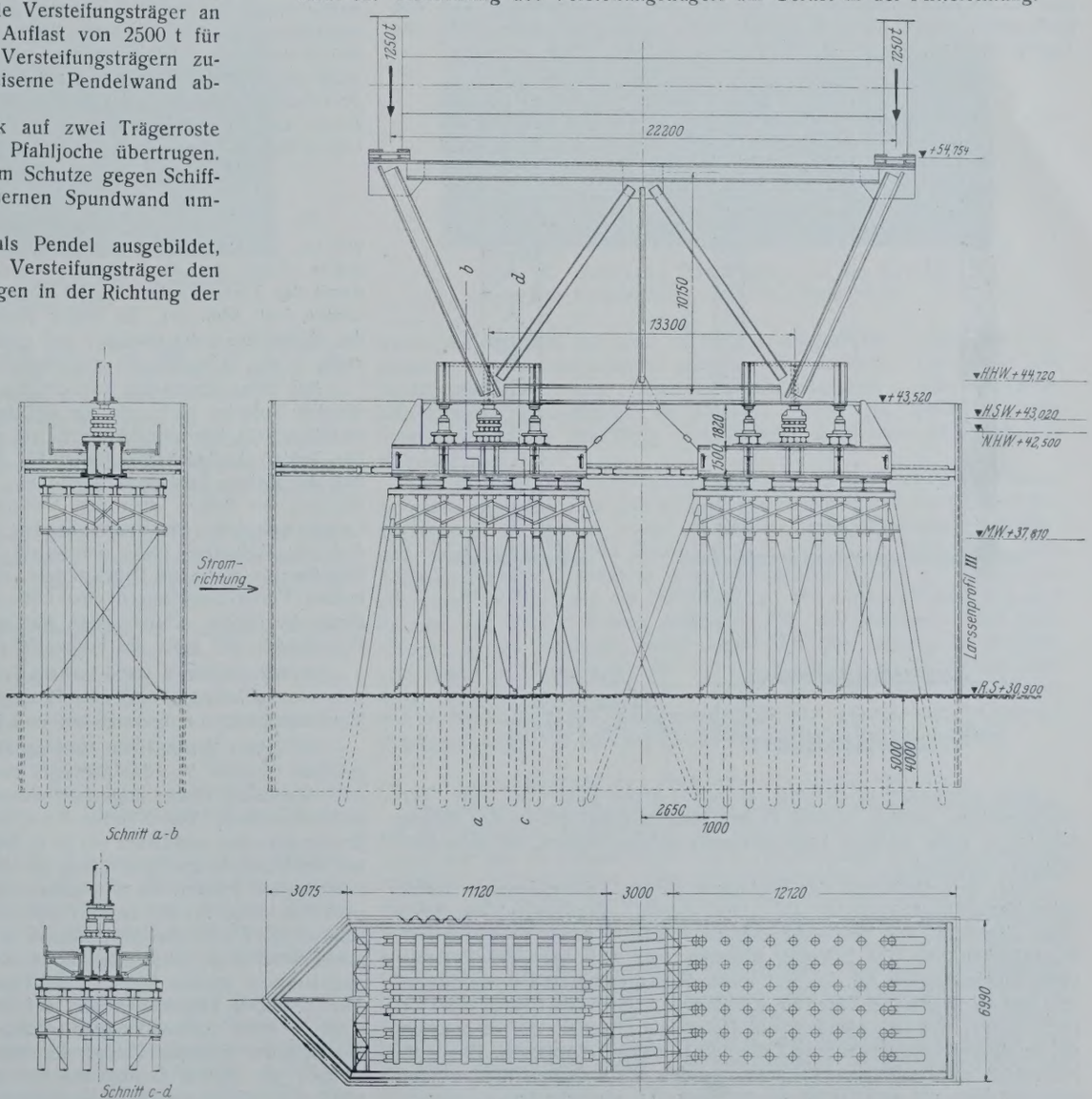


Abb. 93. Montagehilfspfeiler in der Stromöffnung.

als die Strommitte erreicht war, so gut überein, daß man auf einen besonderen Höhen- und Seitenausgleich verzichten konnte.

Die Trägerroste über jedem der beiden Pfahljoche eines Pfeilers waren aus zwei Querträgern und neun Längsträgern für den rechten bzw. sieben für den linken Pfeiler zusammengesetzt. Da der Rhein am rechten Hilfspfeiler eine größere Wassertiefe hatte, so wurden dort mehr Pfähle geschlagen; damit waren auch mehr Längsträger erforderlich als am linken Pfeiler.

Die Holzjoche des rechten Hilfspfeilers bestanden aus 108 lotrechten und 24 schrägen Pfählen, die sehr sorgfältig miteinander verzimmert wurden. Die Schrägpfähle dienten zur Aufnahme des Winddrucks, der mit 150 kg/m² senkrecht getroffener Fläche zu 110 t ermittelt war. Sie wurden zur Hälfte mit einer Neigung 1:3, zur Hälfte in der Neigung 1:6 gerammt. Sämtliche Pfähle wurden durch Unterwasserverspannungen in Richtung der Brückenachse und senkrecht dazu gegen seitliche Kräfte gesichert.

Die die Pfeiler umschließende Spundwand wurde aus Larssenbohlen Profil Nr. III gerammt und durch einen eisernen Rahmen 2,7 m oberhalb des Mittelwassers ausgesteift. Der Rahmen war unabhängig von den Holzjochen, damit die Spundwand Stöße auffangen konnte, ohne die Tragkonstruktion des Pfeilers zu belasten.

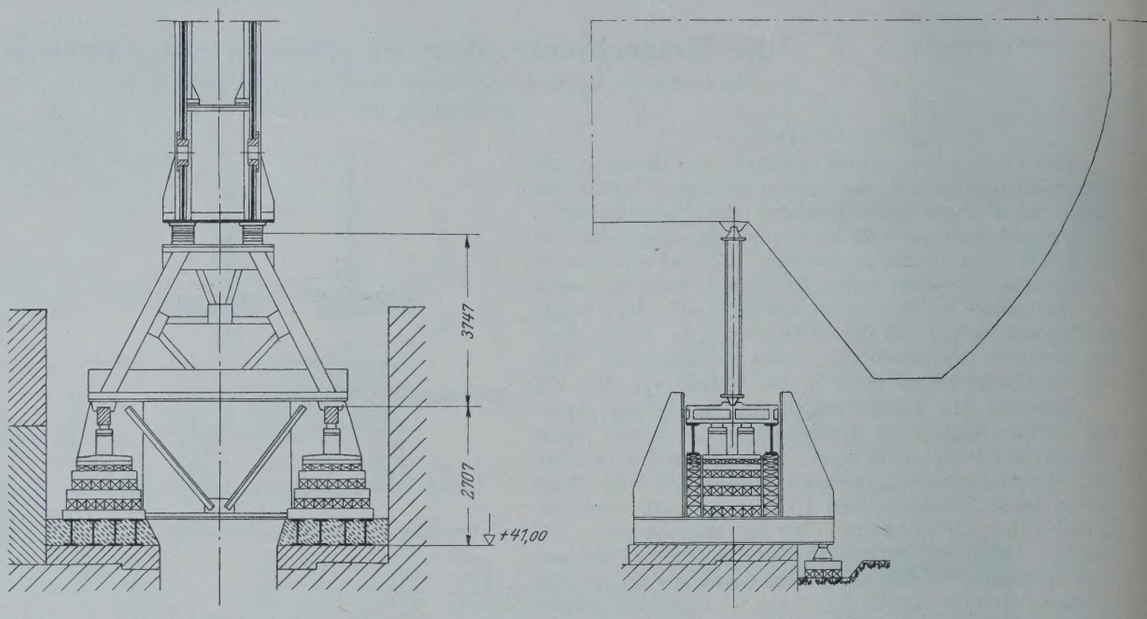


Abb. 94. Abstützung des Versteifungsträgers am Ankerende nach dem Abbruch der Gerüste in den Seitenöffnungen.

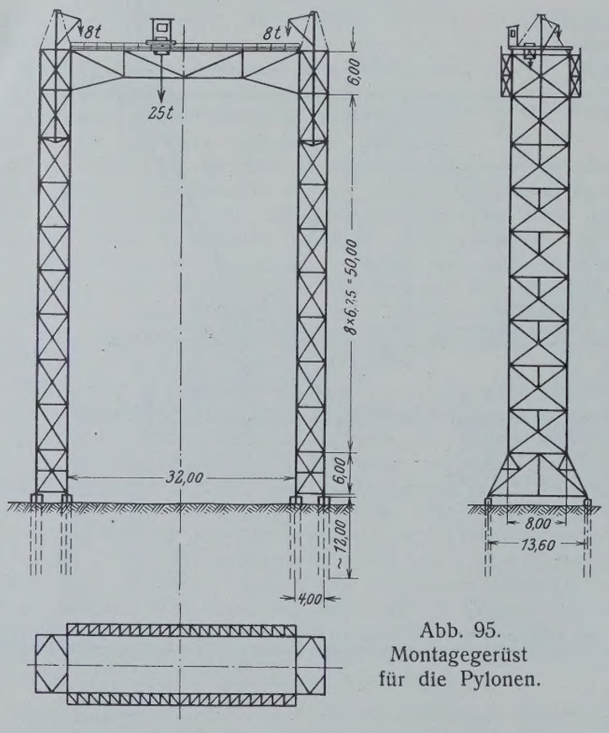


Abb. 95. Montagegerüst für die Pylonen.

Die Absenkvorrichtung an den Ankerpfeilern. Die Versteifungsträger mußten sowohl in der Mittelöffnung wie in der Seitenöffnung in einer anderen Lage zusammengebaut werden, als dem Endzustand entspricht.

Nach dem Entfernen der Rüstungen in den Seitenöffnungen wurde jedes Versteifungsträgerende auf einer eisernen Pendelwand von 2,7 m Höhe abgestützt, die den Auflagerdruck von 650 t durch zwei Stahlguß-Waagebalken auf vier I-Träger übertrug (vgl. Abb. 94). Die I-Träger lagen auf Holzstapeln auf, die drei oberen Schichten bestanden aus Eichenholz und die unteren Schichten aus Kiefernholz. Durch den Einbau von zwei Preßkörpern, die sich ebenfalls auf Holzstapel stützten, war es möglich, die Pendelwand zum gegebenen Zeitpunkt allmählich abzulassen. Damit die Holzstapel nicht umkippen konnten, wurden sie zwischen Blechwänden aufgeschichtet, die gleichzeitig zur Führung des Waagebalkens dienten.

Das Pylonengerüst. Die Pylonen wurden von zwei 63 m hohen eisernen Gerüsten aus montiert, die in Geländehöhe auf je 48 Rammpfählen abgestützt wurden.

Die Gerüsttürme waren aus einzelnen Schüssen von etwa 6 m Höhe zusammengesetzt; am Stoß je zweier Schüsse war ein waagerechter Rahmen eingebaut (vgl. Abb. 95). Die beiden Türme waren oben durch eine Brücke verbunden. Die Haupttragwände dieser Verbindungsbrücke konnten nicht gegenseitig abgestützt werden, weil dann der fahrbare Kran auf dem Gerüst nicht hätte arbeiten können; es wurden daher wie bei Laufkranen außen Hilfsträger angeordnet und zwischen diesen und den Haupttragwänden waagerechte Verbände eingebaut.

c) Baugeräte.

Für die Montage der Eisenkonstruktion der Hängebrücke im Gewicht von rd. 10 000 t standen nur neun Monate zur Verfügung. Die Baustelle mußte daher mit einer großen Anzahl von Kranen versehen werden, damit der Zusammenbau in der vorgesehenen Zeit durchgeführt werden konnte (vgl. Abb. 91). Es wurde gleichzeitig auf der Kölner Seite und der Mülheimer Seite montiert und größtenteils auf beiden Seiten gleichzeitig in der Seitenöffnung und Mittelöffnung.

Auf jeder Rheinseite war ein Ausladekran vorgesehen, der keine weitere Aufgabe hatte, als die auf dem Wasserwege angelieferten Konstruktionsteile hochzuziehen und auf der Brücke auf Loren abzusetzen. Die beiden Ausladekrane waren für 25 t normale Tragfähigkeit gebaut. Auf der Kölner Rheinseite wurde ein eiserner Schwenkmast aufgestellt, der von der Brücke über den Versteifungsträger hinausreichte und die Lasten außerhalb des Brückenbandes aus den Kähnen in die Höhe zog Auf der Mülheimer Seite wurde ein Portalkran aufgestellt und an der betreffenden Stelle ein Fahrbahnfeld offen gelassen, so daß zwischen den beiden Versteifungsträgern eine Öffnung von rd. 11 m Länge und 22 m Breite frei blieb. Durch diese Aufzugsöffnung griff der Lasthaken des Portalkranes und faßte die hochzuziehenden Teile im Schiff.

Der Schwenkmast stand fest auf der Fahrbahn, der Portalkran bewegte sich in der Längsrichtung der Brücke auf einer Laufbahn, die auf den Versteifungsträger aufgesetzt war und über drei Felder reichte.

Die ersten Brückenteile konnten also nicht mit diesen Geräten hochgezogen werden. Für das Ausladen der ersten Konstruktionsteile mußten zwei besondere Krane aufgestellt werden, die später als Montierkrane benutzt wurden. Diese hatten Portalform, waren mit einer vollwandigen Brücke versehen und liefen bei 28 m Stützweite auf einem Holzgerüst, das mit der Versteifungsträgerrüstung in fester Verbindung stand. Mit diesen Portalkranen wurden die 34 t schweren Stahlgußteile der Pylonenfußlager sowie die Teile für die ersten Felder der Mittelöffnung hochgezogen und aufgestellt. Damit war der Unterbau für die beiden eigentlichen Ausladekrane geschaffen, und diese konnten in Betrieb gesetzt werden. Die Montierkrane wurden hierauf ihrer Hauptaufgabe zugeführt, die von den Ausladekranen abgesetzten und auf Loren fortgezogenen Konstruktionsteile in den Seitenöffnungen anzuheben und einzubauen. Für die Montage der weiteren Felder der Mittelöffnung, die bis zu den Hilfspfeilern auf festem Gerüst und von da ab im freien Vorbau geschah, wurden Freivorbau-Derricks benutzt.

Diese Krane konnten auf der bereits montierten Fahrbahn verschoben werden und bestanden je aus einem Unterwagen und dem oberen eigentlichen Derrick. Der Unterwagen war als Portal konstruiert, damit die auf den Loren anrollenden Konstruktionsteile unter dem Derrick hindurchgeschoben und von dem nach vorn gerichteten Ausleger gefaßt werden konnten. Auch diese Derricks wurden für 25 t Normalbelastung bei waagerechter Stellung des 17,5 m langen Auslegers gebaut; bei geneigter Auslegerstellung konnten noch größere Lasten gehoben werden. Der Drehwinkel des Schwenkmastes betrug rd. 270°.

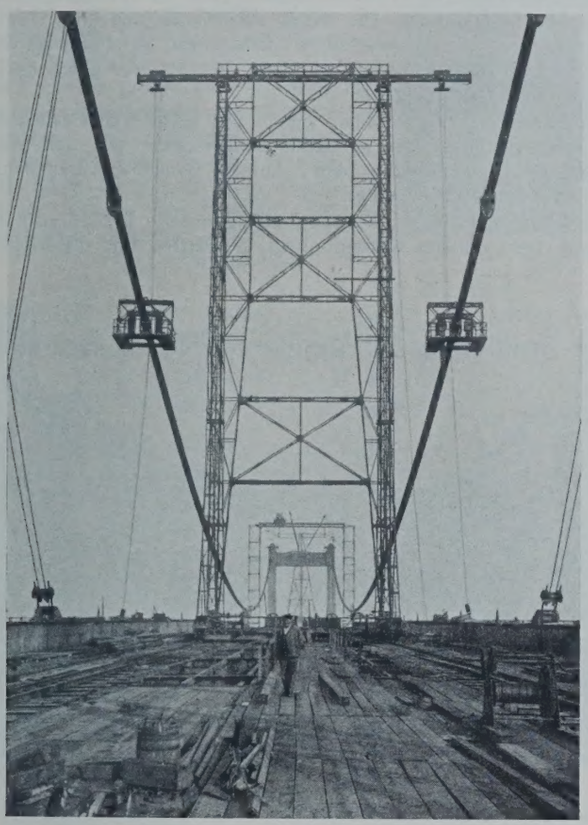


Abb. 96. Portalkran für die Montage der Kabelschellen auf der Mülheimer Seite.

Für die Montage der Pylonen war auf jedem der beiden Pylonengerüste ein Laufkran erforderlich. Mit diesen Laufkranen wurden die beiden Pfosten und der obere Querriegel der Pylonen montiert. Außerdem wurden die Krane bei der Seilmontage dazu benutzt, die Seile hochzuziehen und auf die Sattellager der Pylonen aufzulegen. Bei der Montage wurden die Pylonenteile von den Loren zwischen den beiden Pylonenpfosten abgehoben; die Seile wurden von den Fußwegen aus außerhalb der Pylonen hochgezogen.

Die Krane zur Montage der Kabelschellen traten erst in Tätigkeit, nachdem die gesamte Eisenkonstruktion montiert war; sie konnten daher auf der Fahrbahn laufen, und es kam eine Nutzlast von rd. 8 t in Betracht.

Auf der Mülheimer Seite stand ein Portalkran zur Verfügung, dessen Pfosten sich auf je zwei Laufräder abstützen (vgl. Abb. 96). Seitliche Streben, die die Pfosten gegen Umkippen um die Laufbahn sicherten, waren auf besonderen Rollen abgestützt. Um die Stellung der Krane dem verschiedenen Fahrbahngefälle anpassen zu können, waren zwischen den Streben und ihren Laufrädern Unterlagplatten und Spindeln angeordnet, die es ermöglichten, die Kranpfosten stets lotrecht zu stellen. An einem I-Träger auf dem Kran hing rechts und links je ein Rahmen, der durch eine Katze hochgezogen werden konnte. In diesem Gestell wurden die Schellen um das Kabel herumgelegt.

Auf der Kölner Seite wurde für die Anbringung der Kabelschellen ein fahrbarer Ständerbaum benutzt, der durch Strebenfachwerk nach drei Seiten abgestützt war (vgl. Abb. 97). Am oberen Teil des Mastes hingen zwei Ausleger, an denen die Rahmen zur Schellenmontage aufziehbar angehängt waren. Während der Belastung durch die Schellen wurde der Kran durch Drahtseile gehalten.

Die eben beschriebenen Krane und die zahlreichen auf der Baustelle vorhandenen elektrischen Winden wurden größtenteils den Beständen der ausführenden Firmen entnommen. Aus diesem Grunde waren Spannung und Stromart nicht bei allen Baustellenmotoren die gleichen. Auf jeder Rheinseite war daher noch ein besonderer Umformer aufgestellt, der bei einer Leistung von 56 kW den aus dem städtischen Netz gelieferten Wechselstrom 220/380 V in Gleichstrom von 220 V umwandelte.

Um möglichst handliche Aufreibemaschinen für die Nietlöcher in den beträchtlichen Eisenstärken verwenden zu können, wurden besonders leistungsfähige Hochfrequenz-Bohrmaschinen beschafft. Dazu mußte auf jeder Brückenhälfte durch einen Periodenumformer von 10 kW Leistung der normale 50periodische Wechselstrom (220/380 V 35/20 A) in 100 periodischen Wechselstrom (135 V 86 A) transformiert werden.

Zur Erzeugung der auf der Baustelle erforderlichen Preßluft dienten vier Kompressoren; sie preßten die Luft in zwei Stufen auf 7 at und lieferten zusammen 1600 m³ Luft in der Stunde.

Um kleinere Ausbesserungen an den Montagegeräten vornehmen und kleinere Hilfskonstruktionen auf dem Bauplatz herstellen zu können,

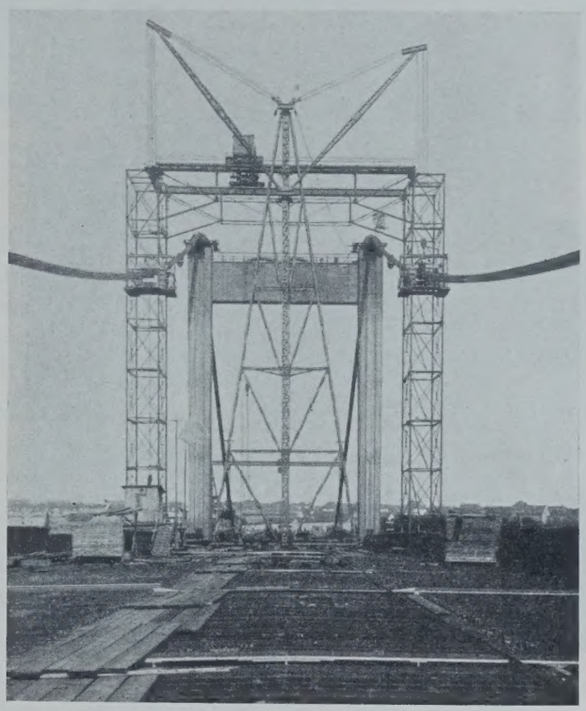


Abb. 97. Fahrbarer Ständerbaum für die Montage der Kabelschellen auf der Kölner Seite.

wurde die Baustelle mit einer Werkstatt ausgerüstet. Neben kleineren Geräten — wie Schleifstein, Amboß, Schraubstock, Lochplatte und Feldschmiede — waren eine Gleitspindeldrehbank, eine Gewindeschneidbank, ein Härteofen für Döpper, Bohrer und Reibahlen, eine Schmiedeesse mit Rauchfang und Gebläse und zwei Bohrmaschinen aufgestellt.

Zur Abstützung der Versteifungsträger auf die Verteilungskonstruktionen der Rüstungen waren an jedem Querträgeranschlußpunkt zwei Hebeböcke angeordnet. Im ganzen waren zu diesem Zweck 80 Pressen mit 100 t und eine gleiche Anzahl Pressen mit 70 t Tragkraft vorhanden. Zum Ablassen der Konstruktion an den Ankerpfeilern wurden 16 Pressen von 250 t und zur Regelung der Höhenlage an den Montagehilfspfeilern acht Pressen von 500 t Hebekraft beschafft. Für das Nachstellen der Stellmuffen an den Seilköpfen standen vier besonders schmal konstruierte, sehr lange 50-t-Preßkörper mit 300 mm Hubhöhe zur Verfügung. Vor dem Verschrauben der Schellen wurden die Seile durch vier Pressen von je 300 t Druckkraft zusammengepreßt. Im ganzen standen bei der Brückenmontage 194 hydraulische Hebeböcke in Verwendung.

d) Verlauf der Montage der Hauptbrücke.

Versteifungsträger auf fester Rüstung. Die allerersten Arbeiten auf der Baustelle hatten unter der Ungunst der Witterung zu leiden. Kaum war am 13. Februar 1928 in der Seitenöffnung der erste Pfahl geschlagen, als die Arbeiten wegen Hochwassergefahr unterbrochen werden mußten. Die bereits auf dem Bauplatz liegenden Pfähle mußten abgeseilt und mit steigendem Wasser an Land gezogen werden. Am 15. Februar stand die ganze Baustelle unter Wasser, und erst nach fünf Tagen war es möglich, die Rammarbeiten fortzusetzen. Während der weiteren Rüstungsarbeiten trat durch Hochwasser keine Behinderung ein. Am 19. April konnte der erste Pfahl im Rhein von einer Schwimmramme geschlagen werden. Die letzten Pfähle der Seitenöffnung wurden am 24. Mai, die letzten Pfähle der Mittelöffnung — mit Ausnahme der Pfähle des Hilfspfeilers — am 7. Juni 1928 gerammt.

Die Aufständerungspfosten wurden wie die Rammpfähle unbearbeitet auf dem Wasserwege angeliefert. Der gesamte Abbund der Holzkonstruktion geschah auf der Baustelle. Die Pfosten wurden mit Zangen und Streben sorgfältig verblattet und verkämmt.

Für den Bau der Hilfspfeiler waren besondere Vorkehrungen nötig. Zwei Pontons wurden durch eine Brücke verbunden. Bei 8 m lichtem Abstand der Schiffe konnten dann Spundbohlen und Holzpfähle von einer auf der Brücke fahrenden Ramme zwischen den Pontons geschlagen werden; die Ramme wurde dabei auf der Brücke hin und her gefahren, um die Arbeiten in der ganzen Pfeilerbreite ausführen zu können. Zur Sicherung ihrer genauen Lage wurden die Pontons an mehreren vorher eingerammten Dückdalben befestigt.

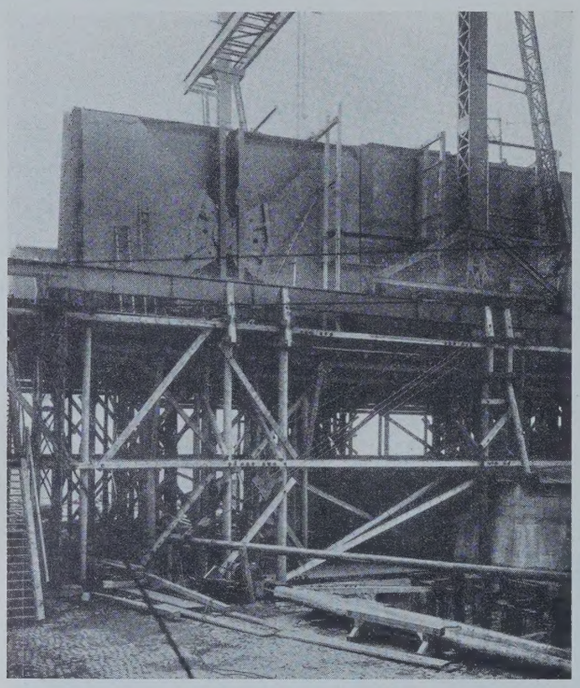


Abb. 98.
Einbau der Gelenkteile in der Seitenöffnung.

Als erste Eisenteile trafen am 20. Juli 1928 die Pylonenfußlager auf dem Bauplatz ein (vgl. Abb. 87). Wegen der großen Abmessungen und des großen Gewichtes verursachte ihr Transport zur Baustelle einige Schwierigkeiten. Die Lagerteile waren auf acht Spezialtiefgangwagen von der Stahlgießerei nach Köln zum Rheinauhafen gefahren worden; dort wurden sie mit dem sog. Herkuleskran auf Pontons geladen, zur Baustelle geschleppt und hochgezogen.

Da es sich hier um Kugelschalen-Kipplager handelt, mußten die oberen Lagerteile gegen die unteren allseitig abgestützt werden, bis die Pylonenpfosten durch die Riegel verbunden und die Portale durch Seile gehalten waren.

Auch die beweglichen Versteifungsträgerlager auf den oberen Pylonenfußlagern mußten bis zur Verbindung der beiden Versteifungsträgerhälften in der Brückenmitte festgestellt werden. Auf jedem Pylonenlager wurden deshalb neben dem Versteifungsträgerlager zwei Blechkonstruktionen aufgeschraubt, die die oberen Lagerplatten der beweglichen Lager durch Kopfschrauben hielten.

Die ersten Teile der eigentlichen Eisenkonstruktion erreichten die Baustelle am 24. Juli. Von den angelieferten Feldern der Mittelöffnung wurde als erstes der Versteifungsträgerteil bei Punkt 8 mit den Kipplagern auf die Versteifungsträgerlager gesetzt. An dieses Stück schloß sich in der Mittelöffnung zunächst ein halbes Feld an. Von dort aus lagen die Stöße im Versteifungsträger in 11,13 m Abstand stets in der Mitte zwischen zwei Querträgeranschlüssen. Die wegen ihrer Größe und ihres Gewichtes in vier getrennten Teilen angelieferten Versteifungsträgerabschnitte wurden auf dem Gerüst zusammengenietet; hierauf wurden die Querträger und zuletzt die Längsträger eingebaut.

In der Seitenöffnung konnten wegen des geringeren Gewichtes die beiden unteren Hälften der Versteifungsträgerwände mit den Schotten zusammengebaut angeliefert werden. Auf der Baustelle waren dann nur noch die Obergurtteile beizulegen.

Der Gelenkpunkt in der Seitenöffnung erforderte besondere Sorgfalt. Die beiden Stahlgußlager wurden durch die Bolzen und die Ringe mit-

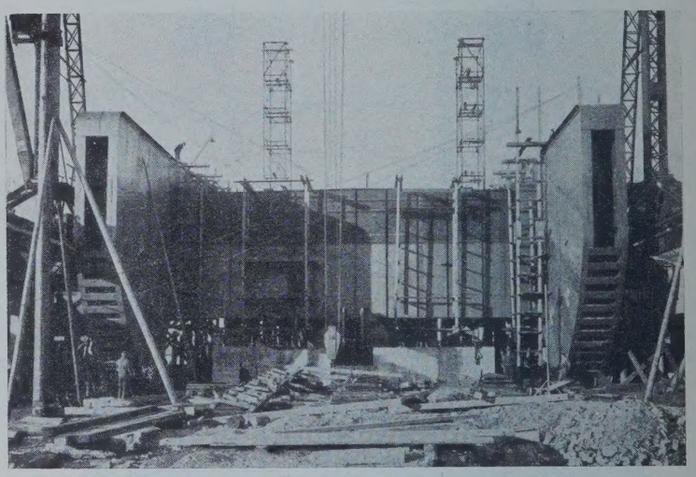


Abb. 99.
Blick auf die montierten Ankerenden der Versteifungsträger.

einander verbunden und, wie aus Abb. 88 zu ersehen ist, durch Flacheisen gegen Drehen um die Achse gesichert. Aus Abb. 98 ist der Einbau dieser Stahlgußteile gegen die vorher montierte innere Blechwand des Versteifungsträgers und gegen die durch Abschlußwände verdeckten Rippenkörper zu entnehmen. Die äußere Wand wurde als letztes mit den Rippen verbunden.

Das Ankerende des Versteifungsträgers mit den Einbauten für die Verankerung der Tragseile wurde aus sechs rd. 25 t schweren, zweiwandigen Teilen zusammengebaut. Zum Einbau des Umlenklagers mußten Teile des Obergurtes und der Zwischenschotte zunächst fortgelassen werden. Die Stelzen des Umlenklagers wurden wegen des Längens der Seile beim Ablassen der Brücke um 30 mm nach auswärts schräggestellt; in dieser Lage blieben sie durch die Feststellvorrichtung bis zum Schluß der Seilmontage festgehalten. Die fertig montierten, bis zu 12 m hohen Versteifungsträgerenden zeigt Abb. 99.

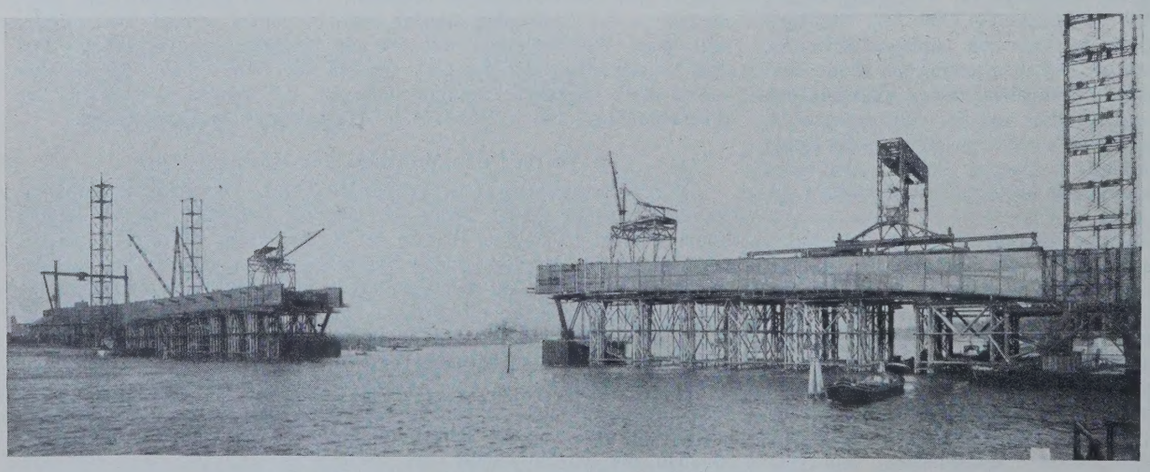


Abb. 100. Montagezustand am 7. November 1928.

Am 7. November 1928 wurden beim Zusammenbau des Versteifungsträgers auf der festen Rüstung die Hilfspfeiler erreicht (vgl. Abb. 100). Der in der Mittelöffnung befindliche Teil wurde durch Ablassen der hydraulischen Hebeböcke von der Rüstung freigesetzt und ruhte von da ab auf den Pylonenpfeilern und den Hilfspfeilern auf (vgl. Abb. 101). In den Seitenöffnungen lagen die Ankerenden der Versteifungsträger zu dieser Zeit

noch nicht auf den Absenkvorrichtungen auf; die Konstruktion mußte hier weiter auf dem Gerüst liegenbleiben. Infolge der Durchbiegung des freigesetzten Teiles in der Mittelöffnung hoben sich die Gelenke in den Seitenöffnungen, und es mußten dort die hydraulischen Hebeböcke, den veränderten Höhenlagen entsprechend, nachgestellt werden.

Sofort nach dem Freisetzen in der Mittelöffnung wurde dort mit dem Abbruch der Gerüste begonnen. Die Arbeiten wurden jedoch zweimal durch Hochwasser unterbrochen, so daß die Rammpfähle erst in der zweiten Hälfte des Dezembers gezogen werden konnten. Die Gerüste in den Seitenöffnungen wurden zu Beginn des Sommers 1929 entfernt.

(Schluß folgt.)

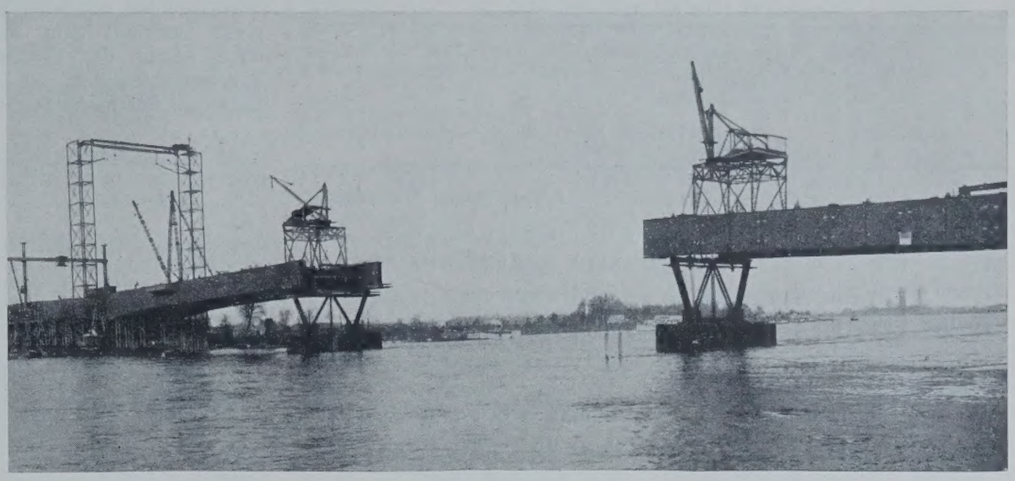


Abb. 101. Montagezustand nach Abbruch der Rüstungen in der Mittelöffnung.

Einfluß der ungünstigsten Laststellung bei Berechnung der Standsicherheit der Ankerplatten von Bollwerken.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. **H. Blum**, Dortmund-Barop.

Im Anschluß an den von Herrn Regierungsbaurat G. Franzius, Kolberg, in der „Bautechnik“ veröffentlichten Aufsatz[1]) sei der zahlenmäßige Einfluß der ungünstigsten Laststellung noch kurz zusammengestellt.

Für Berechnung der Wand und Bestimmung der Ankerzugkraft wird wohl überall in der Praxis mit der gegebenen Auflast gerechnet, während diese bei Bestimmung des auf die Ankerplatte entfallenden Erdwiderstandes unberücksichtigt bleibt. Jedoch wird der Einfachheit wegen meist der aktive Erddruck auf die Platte vernachlässigt. Es ist also von Bedeutung festzustellen: Wie groß ist der Einfluß des Erddruckes im Verhältnis zum möglichen Erdwiderstand, insbesondere bei einseitiger Auflast?

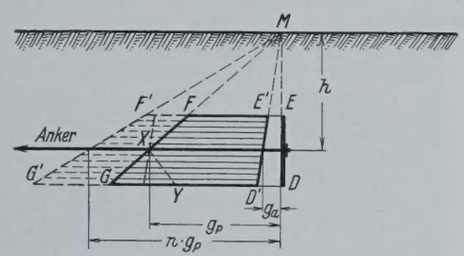


Abb. 1.

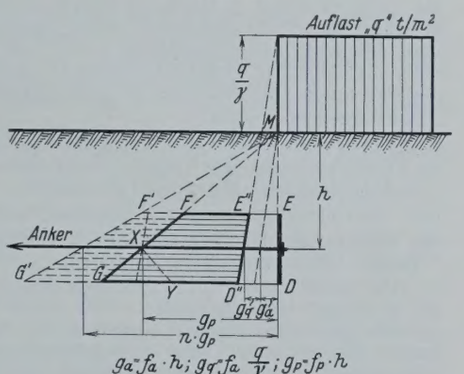


Abb. 2.

In Abb. 1 u. 2 ist der restlich verbleibende Erdwiderstand nach Abzug des Erddruckes rechnerisch dargestellt.[2])

Es sei die Fläche $DEFG$ der nach der bekannten Gleichung rechnerisch ermittelte Erdwiderstand (Rankinescher Sonderfall: waagerechtes Gelände, lotrechte Wand)

$$E = f \cdot \frac{h^2}{2} \quad \text{bzw.} \quad g = f \cdot h, \quad \text{worin}$$

für Erddruck (aktiven Erddruck) . . . $f_a = \gamma \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\varrho}{2}\right)$

für Erdwiderstand (passiven Erddruck) $f_p = \gamma \operatorname{tg}^2\left(45 + \frac{\varrho}{2}\right)$ ist.

Bei dieser Erddruckbestimmung ist aber die Wandreibung zwischen Platte und Hinterfüllung noch nicht berücksichtigt. Für einen Reibungswinkel $\delta = \frac{\varrho}{3}$ vergrößere sich der passive Erddruck auf das „n“fache[3]), während die Verminderung des aktiven vernachlässigt werde. In Abb. 1 u. 2 ist diese Vergrößerung durch die Fläche $FGG'F'$ dargestellt. Der gesamte mögliche passive Erddruck ist dann $DEF'G'$ mit der mittleren Ordinate $n \cdot g_p$. Der auf die Platte wirkende aktive Erddruck

(Abb. 1) $DEE'D'$ mit der mittleren Ordinate g_a

(Abb. 2) $DEE''D''$ mit der mittleren Ordinate $g_a + g_q$

ist in Abzug zu bringen.

Zur Aufnahme der Ankerzugkraft verbleibt infolgedessen
in Abb. 1 die Fläche $D'E'F'G'$ mit der mittleren Ordinate $n \cdot g_p - g_a$
in Abb. 2 die Fläche $D''E''F'G'$ mit der mittleren Ordinate $n \cdot g_p - g_a - g_q$.
Es sei dann

Fläche $D'E'F'G' = \alpha \cdot DEFG$ (Abb. 1)
und Fläche $D''E''F'G' = \alpha' \cdot DEFG$ (Abb. 2).

Die Werte α und α' lassen sich aus folgenden Gleichungen für die verschiedenen Bodenarten und Belastungsfälle leicht errechnen:

$$\alpha = \frac{n \cdot g_p - g_a}{g_p}; \qquad \alpha' = \frac{n \cdot g_p - g_a - g_q}{g_p}$$

(1)
$$\alpha = n - \frac{f_a}{f_p}$$
$$\alpha' = n - \frac{f_a}{f_p}\left(1 + \frac{q}{\gamma h}\right)$$

(2)
$$\alpha' = n - \beta \cdot \frac{f_a}{f_p}, \quad \text{worin}$$

(3)
$$\beta = \left(1 + \frac{q}{\gamma h}\right) \text{ ist.}$$

Die Größe von α ist nur von dem Böschungswinkel ϱ abhängig, während α' außerdem von dem Raumgewicht, der Auflast und der Höhenlage der Ankerplatte abhängt. Die Zahlenwerte α und α' geben an, welcher Anteil oder welches Vielfache des rechnerisch ohne Wandreibung ermittelten Erdwiderstandes zur Aufnahme des Ankerzuges vorhanden ist. Hierbei ist allerdings der Inhalt der gesamten Trapezfläche eingesetzt, während bei symmetrischer Platte (Ankerangriffspunkt in der Mitte) nur eine symmetrische Lastverteilung möglich ist (etwa $D''E''FXY$ in Abb. 2). Diese Vereinfachung ist zulässig, da insbesondere bei der vorgeschriebenen Sicherheit, die sich rechnerisch ergebende rechteckförmige Verteilung innerhalb des Trapezes bleibt. Liegt jedoch die Ankerplatte dicht unter der Geländeoberfläche, was man nach Möglichkeit vermeiden wird, so ist entweder eine unsymmetrische Platte zu wählen oder entsprechend der Druckverteilung mit einer höheren Sicherheit zu rechnen. Für den praktischen Gebrauch sind in folgender Tabelle die Werte α und α' für verschiedene Verhältnisse zusammengestellt. Die gleichen Werte sind in Abb. 3 graphisch aufgetragen, was den Vorteil hat, daß für beliebige Zwischenwerte von β die Größe α' ohne Schwierigkeit abgelesen werden kann. Ferner sind in der Tabelle die Zahlenwerte „n“ für die in Frage kommenden Böschungswinkel angegeben. Sie sind aus den Erddrucktabellen von Prof. Krey ermittelt.

[1]) „Die ungünstigste Belastung durch Platten verankerter Bollwerke“, von Regierungsbaurat Georg Franzius, Kolberg, „Bautechnik“ 1929, Heft 34.

[2]) Der Übersicht wegen sind die gleichen Buchstabenbezeichnungen gewählt wie in dem Aufsatze Franzius.

[3]) Zahlenwerte siehe Tabelle.

Tabelle für n, α und α'

ϱ	n	$\frac{f_a}{f_p}$	α	α'				
	für $\delta=\frac{\varrho}{3}$		für $\beta=1{,}0$	$\beta=1{,}5$	$\beta=2{,}0$	$\beta=2{,}5$	$\beta=3{,}0$	$\beta=3{,}5$
20°	1,18	0,240	0,940	0,820	0,700	0,580	0,460	0,340
25°	1,26	0,165	1,095	1,013	0,930	0,848	0,765	0,682
30°	1,38	0,111	1,269	1,214	1,158	1,103	1,048	0,992
35°	1,55	0,073	1,477	1,440	1,403	1,367	1,330	1,294
40°	1,78	0,047	1,733	1,709	1,686	1,662	1,638	1,615

Für normale Bodenverhältnisse $\varrho = 30°$ kommen etwa folgende Werte in Betracht:

hohe Belastung	mittlere Belastung
$q = 4$ t/m²	$q = 2$ t/m²
$h = 1{,}5$ m	$h = 1{,}5$ m
$\gamma = 1{,}1$ t/m³ [4])	$\gamma = 1{,}8$ t/m³
$\varrho = 30°$	$\varrho = 30°$

Hierfür ergibt sich nach Gl. 3:

$$\beta = 1 + \frac{4}{1{,}1 \cdot 1{,}5} = 3{,}42\,, \qquad \beta = 1 + \frac{2}{1{,}8 \cdot 1{,}5} = 1{,}74\,,$$

und aus Abb. 3:

$$\alpha' = 1{,}00 \qquad \alpha' = 1{,}19.$$

[4]) γ für Boden unter Wasser, um den möglichst ungünstigen Fall herauszugreifen.

Wird also bei normalen Bodenarten für die Standsicherheit der Ankerplatte nur mit dem ohne Wandreibung ermittelten Erdwiderstand ohne Abzug des Erddruckes gerechnet, so ist die Vereinfachung nur zugunsten der Standsicherheit geschehen. Es ist mithin zulässig, bei einem Böschungswinkel von etwa 30° und bei einer Tiefenlage des Ankerendes von mindestens 1,5 m unter Geländeoberfläche den Erddruck auf die Platte unter gleichzeitiger Berücksichtigung der einseitigen Auflast zu vernachlässigen, was die Rechnung vereinfacht. Ändert sich der Böschungswinkel wesentlich, so ist der Wert, um den sich die angesetzte Sicherheit verringert oder vergrößert, aus der Tabelle bzw. aus Abb. 3 für die jeweilige Größe β sofort ablesbar. Bei verkürzter Ankerlänge, bei der mit einer gebrochenen Druckverteilung gerechnet werden muß, läßt sich eine ausführliche Bestimmung nicht umgehen.

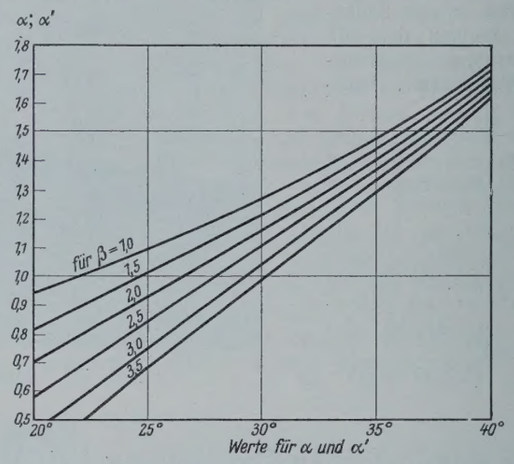


Abb. 3.

Vermischtes.

Technische Hochschule Hannover. Die akademische Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber wurde verliehen dem Staatssekretär im Preußischen Ministerium für Volkswohlfahrt Adolf Scheidt in Berlin, dem verdienstvollen Führer zu einem gesunden Wohnwesen und dem geistvollen Mitarbeiter auf dem Gebiete des Städtebaues.

Internationale Vereinigung für Brückenbau und Hochbau. Auf Einladung des beim 2. Internationalen Kongreß in Wien 1928[1]) bestellten Komitees versammelten sich in der Technischen Hochschule in Zürich am 29. Oktober 1929 etwa 25 Vertreter von 14 Staaten. Nach der Tagesordnung sollten die Statuten beraten und die Vorsitzenden und Geschäftsführer gewählt werden, auch sollte das Arbeitsprogramm für den nächsten Kongreß behandelt werden, der im Jahre 1932 in Paris stattfinden soll.

Ausgehend von dem Gedanken, daß es notwendig ist, der internationalen Zusammenarbeit in den Fragen des Brückenbaues und Hochbaues eine festere Grundlage zu geben, wurde die „Internationale Vereinigung für Brückenbau und Hochbau" gegründet. Die Schweiz hat das große Verdienst, den internationalen Kongreß für Brückenbau und Hochbau einberufen zu haben (1926 in Zürich). Es war daher selbstverständlich, daß die Schweiz mit dem Vorsitz der Vereinigung betraut wurde. Dementsprechend soll der Sitz vorläufig in der Schweiz (Zürich) sein.

Der Zweck der Vereinigung ist, die internationale Zusammenarbeit zwischen den Vertretern der Wissenschaft und denjenigen der Industrie und des Bauwesens auf dem Gebiete des Brücken- und Hochbaues zu sichern und den Fortschritt durch den Austausch von Gedanken und Bekanntgabe von Versuchsergebnissen und Erfahrungen zu fördern.

Hauptmittel zur Erreichung dieses Zweckes ist die Organisation von Kongressen in Zeiträumen von drei bis fünf Jahren. Auch sollen Anregungen zur Durchführung wissenschaftlicher Versuche gegeben und Berichte und sonstige Mitteilungen herausgegeben werden.

Die Mitgliedschaft können sowohl einzelne Personen als auch Behörden, öffentliche Verwaltungen, Firmen und Körperschaften, die am Brückenbau und Hochbau Interesse haben, erwerben.

Die Vereinigung wird geleitet von einem ständigen Ausschuß, bestehend aus einem bis zwei Delegierten für jedes Land. Länder mit weniger als 50 Mitgliedern haben Anrecht auf einen Delegierten, solche mit 50 und mehr Mitgliedern auf zwei Delegierte. Die Delegierten jedes Landes und ihre Vertreter werden dem Präsidenten benannt.

Der ständige Ausschuß hat sich jedes Jahr mindestens einmal zu versammeln. Er wählt seinen Vorstand; er hat die nötigen Vorarbeiten entsprechend dem umschriebenen Zwecke vorzubereiten und diesbezügliche Beschlüsse zu fassen; er prüft und genehmigt die Verwendung der Geldmittel der Vereinigung; er bezeichnet den Ort und bestimmt den Zeitpunkt des nächsten Kongresses, sowie den Vorsitzenden des Ausschusses, dem die Aufgabe zufällt, diesen Kongreß vorzubereiten.

Der Vorstand, der auf zwei Jahre gewählt wird, besteht aus einem Präsidenten, drei stellvertretenden Präsidenten, einem Hauptgeschäftsführer und zwei Geschäftsführern für wissenschaftliche Fragen und Arbeiten. Sämtliche Ämter der Vereinigung werden ehrenamtlich verwaltet.

Der Hauptgeschäftsführer führt den Schriftwechsel der Vereinigung, vereinnahmt die Beiträge, besorgt die allgemeinen Geschäfte der Vereinigung und trifft die Vorbereitungen für die Sitzungen des ständigen Ausschusses. Der Hauptgeschäftsführer muß dem Lande, in dem der Sitz der Vereinigung ist, angehören. Im Einverständnis mit dem Präsidenten können die Hauptgeschäftsführer und die Geschäftsführer für wissenschaftliche Fragen bezahlte Arbeitskräfte anstellen. Die Entschädigung für die Hilfskräfte wird von dem Vorstand festgesetzt.

Wenn auch sämtliche Ämter ehrenamtlich sind, so erfordert die Bearbeitung wissenschaftlicher Fragen und die Herstellung der Drucksachen doch viel Geld. Es wurde daher für jedes Einzelmitglied ein Jahresbeitrag von 2 Dollar festgesetzt. Bei Behörden, Firmen und Körperschaften werden die Beiträge nach der Zahl der jeweils gewünschten Druckexemplare berechnet, die laufend zugeteilt werden sollen, wobei für jedes Exemplar 5 Dollar berechnet werden. Der Beitrag wurde für die Einzelmitglieder absichtlich niedrig gehalten, damit die Vereinigung eine möglichst breite Grundlage erhält. Es ist zu hoffen, daß der Vereinigung möglichst viele Einzelmitglieder beitreten, die als Gegenleistung die wertvollen Druckschriften laufend erhalten sollen.

Es wurden gewählt:

zum Präsidenten: Dr. Rohn (Schweiz),

zu Vizepräsidenten: Dr. Klönne (Deutschland), E. Pigeaud (Frankreich) und J. Mitchell Morcrieff (England).

Den Generalsekretär stellt die Schweiz (Roš).

Als wissenschaftliche Sekretäre wurden gewählt: Dr. Bleich, Wien (Stahlbau), Campus, Lüttich (Eisenbeton).

Die erste Tagung des ständigen Ausschusses soll in der Schweiz am 4./5. April 1930 stattfinden.

Die gewählten Männer bürgen dafür, daß die „Vereinigung" ihren Zweck erfüllen wird. Über das Arbeitsprogramm konnten noch keine endgültigen Beschlüsse gefaßt werden. Ko.

Vorläufiges Merkblatt für die Oberflächenbehandlung von Straßendecken mit Kaltasphalt (vom Oktober 1929)[1]). (Auszug.)

A. Bauverfahren.

Steinschlagdecken. Als ungeeignet auszuscheiden sind Straßenstrecken, die

a) schlecht abtrocknen infolge schattenreicher Lage in Einschnitten oder im Walde und die einen feuchten Untergrund haben. Ortsstraßen können behandelt werden, wenn sie gut entwässert sind und schnell auftrocknen;
b) stärkeres Quergefälle als 4% haben;
c) schlechtes Profil haben oder stark geflickt werden müssen, oder deren Gefüge gelockert ist;
d) lehmhaltige Decken haben;
e) überwiegend Pferdeverkehr in Steigungen aufweisen.

Bei neuen Decken, die für Oberflächenbehandlung in Aussicht genommen sind, soll die Querneigung 4 bis 3% betragen. Dabei ist die

[1]) Vgl. „Die Bautechnik" 1928, Heft 46, S. 689 u. f.

[1]) Das vom Ausschuß „Asphaltstraßen" der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau ausgearbeitete Merkblatt ist erschienen im Verlage der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau, Charlottenburg, Knesebeckstr. 30, und zum Preise von 0,20 R.-M. zu beziehen.

flachere Neigung in Steigungen und bei günstiger Lage der Straße, die stärkere bei ungünstiger Lage zu wählen.

Im bergigen Gelände können Steigungen von 6 bis 7% behandelt werden; bei geringem Quergefälle bis zu 7%, bei stärkerem Quergefälle nicht über 6%. In jedem Falle ist eine Mischung von grobem Korn (s. weiter unten) anzuwenden, um eine verstärkte Griffigkeit der Straße zu sichern.

Die Fahrbahn wird mit Stahl- und Piassavabesen (oder mit Druckluft) steinkornrein ausgekehrt und der Staub mit weichen Besen abgefegt. Wo Wasser zur Verfügung steht, empfiehlt es sich, die Straße unter Druck gründlich auszuspritzen.

Neue Walzdecken müssen vor Ausführung der Oberflächenbehandlung mehrere Wochen dem Verkehr freigegeben werden, um sie entsprechend zu dichten. Alte Walzdecken müssen gut instand gesetzt werden. Schlaglöcher und Mulden sind einige Zeit vor der Oberflächenbehandlung durch Flickwalzungen oder durch Einbringen, Feststampfen und Abrammen von reinem Splitt, unter Tränkung mit Kaltasphalt, auszubessern. Der Splitt darf höchstens halb so groß sein, wie das Schlagloch oder die Mulde tief ist. Die ausgebesserten Stellen müssen bündig mit der Straßenoberfläche liegen. Neben dem Abrammen ist auch Abwalzen zu empfehlen. Die weitere Verdichtung kann dem Verkehr überlassen werden.

Der Kaltasphalt ist auf der Decke, die feucht, aber nicht tropfnaß sein darf, möglichst gleichmäßig zu verteilen (Gießkannen, fahrbare Handdruckspritzen und Sprengwagen, bei denen der Kaltasphalt unter Druck auf die Decke aufgespritzt wird). Gleich nach dem Aufbringen des Kaltasphaltes ist mit Gestein (Edel- oder Doppelgrus) abzudecken. Für Sauberhaltung des Gruses während der Lagerung an der Straße ist Sorge zu tragen, ebenso für Säuberung vor jedem einzelnen Aufguß. Für die erste Behandlung ist im allgemeinen gröberes Korn, etwa 6 bis 12 mm, zu verwenden. Für eine etwaige zweite Behandlung ist feineres Korn, und zwar etwa 3 bis 6 mm, zu wählen, wobei schwerer Verkehr das kleinere Korn, Steigungen das größere Korn erfordern.

Es ist vorteilhaft, die Decke jedesmal gleich abzuwalzen. Jedenfalls muß die Decke einige Stunden für den Verkehr gesperrt werden.

Bei der ersten Behandlung ist nicht zu viel Aufgußmenge zu verwenden, sondern dafür eine Nachbehandlung etwa nach 2 Wochen vorzunehmen. Der nicht gebundene Grus ist bei sonnenlosem Wetter schon nach 3 bis 4 Tagen abzukehren, weil sonst die abgebundene Decke wieder zerstört wird.

Bei der aufzubringenden Menge des Kaltasphaltes ist zu beachten, daß man es mit Emulsionen zu tun hat, die bis zu 50% Wasser enthalten, das sich nach dem Aufbringen abscheidet. Es müssen daher wesentlich größere Mengen Masse verwendet werden als bei der Heißasphaltierung.

Für Dauerbehandlung mit Kaltasphalt wird empfohlen, die Decke entweder in demselben Jahre, etwa nach 2 Monaten, oder im folgenden Jahre, etwa im April oder Mai, zu wiederholen, jedenfalls offen gewordene Stellen sofort zu säubern, zu asphaltieren, zu grusen und abzurammen. Bei jeder folgenden Bestreuung ist ein feinkörnigeres Mineralgemenge zu verwenden.

Oberflächenbehandlungen gelingen nicht bei Frost. Vorbedingung für die Haltbarkeit der behandelten Flächen ist ferner, daß sie gründlich austrocknen können. Daher sind Oberflächenbehandlungen gewöhnlich nur in der Zeit vom 1. April bis 15. Oktober auszuführen.

Im Gegensatze zu den Heißverfahren können Emulsionen auf noch gerade feuchter Decke, weniger gut bei Regen aufgebracht werden. Nach Regen ist ein oberflächliches Abtrocknen abzuwarten. Starke Regengüsse können zudem die Emulsionen je nach ihrer Brechungszeit ganz oder z. T. wegspülen. Auf jeden Fall wird die Haltbarkeit der Kaltasphaltierung durch schlechte Witterung beeinträchtigt.

Der Splitt- oder Grusverbrauch beläuft sich auf etwa 1 m^3/m^2, an gemahlener Eisenschlacke oder Sand wird auf 200 m^2 etwa 1 m^3 gebraucht.

Steinpflasterstraßen. Auszuschließen ist Steinpflaster mit zu engen oder wasserundurchlässigen Fugen. Etwaige Vertiefungen in der Pflasterbahn sind durch das Flickverfahren auszugleichen; tiefe Mulden müssen gehoben, starke Buckel tiefergelegt oder niedergerammt werden, Profilausgleichungen der Pflasterbahn müssen mindestens 14 Tage vor der Behandlung mit Kaltasphalt vorgenommen werden.

Um die Pflasterbahn wieder möglichst profilmäßig herzustellen, werden die Pflasterfugen entweder mit Druckwasser ausgespritzt oder 4 bis 5 cm tief ausgekratzt und mit Druckluft oder Besen gründlich gereinigt und dann durch Überstreuen und Einfegen mit Feingrus ausgefüllt, oder die ganze Pflasterfläche wird durch Überstreuen in 1 cm Stärke abgedeckt.

Diese Fugenfüllung sowie auch die Überdeckung der Pflastersteinköpfe werden mit Kaltasphalt getränkt. Dieser Aufguß wird mit demselben Grus oder auch Splitt leicht abgestreut; kleinere Vertiefungen sind dabei auszugleichen, was durch Abziehen mit einem Gummischieber — ohne Hin- und Herziehen — erzielt wird.

Nachdem die Abstreuung 1 bis 2 Tage ausgetrocknet und durch den Verkehr genügend verdichtet ist, wird die Fläche mit einem weichen Besen abgefegt, gesäubert, mit Kaltasphalt getränkt und mit gemahlener Eisenschlacke, Basaltsand 1 bis 3 mm oder scharfem, lehmfreiem Sand $\frac{1}{2}$ cm hoch abgestreut; auch diese Abstreuung wird mit dem Gummischieber glattgezogen. Nachdem die letzte Tränkung ausgetrocknet und durch den Verkehr verdichtet ist, werden die nicht mit Kaltasphalt durchzogenen Mineralstoffe abgefegt. Zur Ausführung dieser Arbeiten ist trockenes Wetter erforderlich.

Die Abdeckung soll nur die Fugen ausfüllen und dichten und Unebenheiten des Pflasters ausgleichen.

B. Die Prüfung der Emulsion

hat vorläufig nach den „Vorschriften für die Prüfung und Lieferung von Asphalt und Teer enthaltenden Massen“ (aufgestellt von der Zentralstelle für Asphalt- und Teerforschung, DIN 1995 und 1996, Beuth-Verlag, Berlin S 14) zu geschehen, soweit nicht die einzelnen Bauverwaltungen noch besondere Verfahren vorschreiben.

C. Anforderungen an die Emulsion.

Das verwendete Asphaltbitumen soll reiner, nahezu paraffinfreier Petroleumdestillationsrückstand sein. Es soll nach dem Zerfall der Emulsion den „Vorschriften für die Prüfung und Lieferung von Asphalt und Teer enthaltenden Massen“ (aufgestellt von der Zentralstelle für Asphalt- und Teer-Forschung, DIN 1995 und 1996, Beuth-Verlag, Berlin S 14) entsprechen.

Erweichungspunkt des Asphaltbitumens (nach Kraemer-Sarnow): 30 bis 40° C, Erstarrungspunkt: unter — 18° C, Streckbarkeit (Duktilität) nicht unter 30 cm, Fadenlänge im tropfenden Zustande nicht unter 10 cm, Aschengehalt der fertigen Emulsion höchstens 2%.

Der Wassergehalt der Emulsion soll nicht mehr als 50% betragen.

Der Zerfall der Emulsion soll spätestens 3 Stunden nach dem Aufbringen auf die Straße auch bei kühlem, feuchtem Wetter beendet sein. Anderseits soll die Emulsion auch in angebrochenen, aber verschlossen gehaltenen Fässern mindestens 3 Monate ohne besondere Maßnahmen beständig bleiben.

Eine Staumauer als Hochwasserschutz im Oberlauf des Albigna. In einem bereits früher aufgestelltem Entwurf für das Albigna-Wasserkraftwerk war nach einem Bericht der „Schw. Bztg.“ 1929 vom 17. August im Oberlauf des Albigna eine Stauwand vorgesehen, die gleichzeitig auch dem Schutz gegen Hochwassergefahr dienen sollte. Die Hochwasserkatastrophe in Graubünden im Herbst 1927 rückte nun die ursprünglich nebensächliche Aufgabe der geplanten Staumauer in den Vordergrund, um zukünftige Schäden von den im Tal gelegenen Wohn- und öffentlichen Bauten fernzuhalten.

Die Albigna hat ihren Ursprung in dem gleichnamigen Gletscher und läßt sich ohne einen wirksamen Hochwasserschutz im unteren Teil nicht in engen Grenzen halten. Die Stauwand war daher so zu bemessen, daß die Hochwasserspitzen des Flusses herabgemindert werden. Aus dem zeitlichen Verlauf der letzten Hochwasserkatastrophe ergab sich die Notwendigkeit eines Staubeckens von 2,9 Mill. m^3 Nutzinhalt. Dementsprechend wurde zunächst für die vorliegende Aufgabe eine 18,5 m hohe Hochwasserschutzmauer von 132,5 m Länge vorgesehen, deren Krone überströmbar auszubilden ist.

Lageplan und Querschnitt sind in Abb. 1 gegeben. An den Tiefstellen erhält die Staumauer zwei Durchlässe als Zugänge zum Revisionsgang der künftigen großen, für die Kraftanlage bestimmten Mauer, die vorläufig durch waagerechte Gewölbe abgeschlossen werden. Für die Abführung des Wassers während des Bauvorganges ist ein Stollen vorgesehen, der den Fels ganz außerhalb der Stauwand durchdringt. Der Abfluß wird durch eine düsenartige Verengung des Stollens geregelt, deren Querschnitt und Lage so bemessen ist, daß ihre Durchlaßfähigkeit bei tieferen Wasserspiegellagen des Staubeckens abnimmt. Hierdurch wird bei normalem Hochwasser die sekundlich abfließende Wassermenge verhältnismäßig niedrig gehalten, während nur bei ganz ungewöhnlichem Hochwasser eine Abflußmenge von 11 m^3/sek auftritt. In Abb. 2 ist außer dem Profil der Hochwasserschutzmauer auch das der späteren Mauer für das Kraftwerk dargestellt. Die erstere erhält an der Luftseite Abtreppungen und an der Wasserseite eine Verzahnung für einen besseren Zusammenschluß mit dem Körper der künftigen Staumauer. Zs.

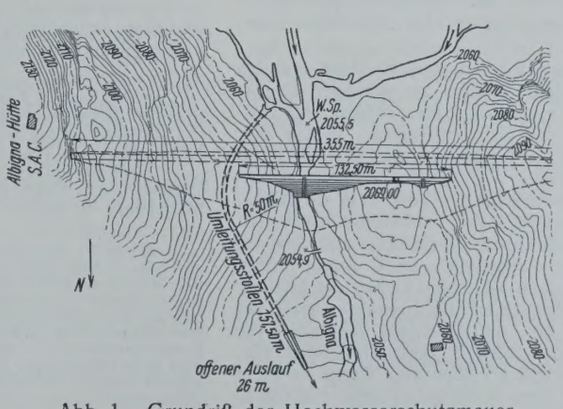


Abb. 1. Grundriß der Hochwasserschutzmauer für 2,9 Mill. m^3 Fassungsraum. Gestrichelt: Endgültige Staumauer.

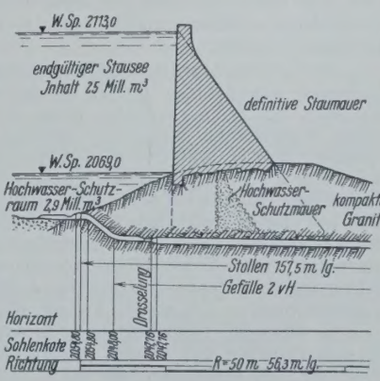


Abb. 2. Lotrechter Schnitt in der Achse des Umleitstollens. Gestrichelt: Schnitt im Talweg.

Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Ortsgruppe Brandenburg. Montag, den 25. November 1929, 7,30 Uhr abends findet im Großen Saal des Ingenieurhauses, Berlin NW 7, Friedrich-Ebert-Straße 27, ein Vortrags- und Ausspracheabend über „Gesichtspunkte für Verhütung von Brandkatastrophen durch bauliche Maßnahmen und Feuerschutzeinrichtungen" statt. Vortragende: Mag.-Oberbaurat Lühmann (Städt. Baupolizei Berlin) und Branddirektor Dipl.-Ing. Wagner (Zentralamt der Berliner Feuerwehr).

Donnerstag, den 5. Dezember 1929, 3 Uhr nachm. findet eine Besichtigung des Neubaues des Stadtbades in Berlin N, Gartenstr. 5/6, statt. Treffpunkt: 3 Uhr vor dem Eingang des Bades. — Voranmeldung an die Geschäftstelle der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Berlin NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27. Gäste willkommen.

Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton Nr. 39. Einsturz eines zweistöckigen Anbaues infolge mangelhafter Betonerhärtung bei kühler Witterung. Der in Abb. 1 u. 2 im Grundriß und Querschnitt skizzierte Anbau an ein bestehendes Gebäude gleicher Konstruktion hatte Umfassungswände aus Ziegelmauerwerk. Die Decken und Innenstützen bestanden aus Eisenbeton. Die Platten waren kreuzweise bewehrt.

Etwa 7 Wochen nach dem Betonieren der Dachdecke stürzte der Anbau in ganzer Höhe einschließlich der Kellerdecke plötzlich ein. Ein auf dem Bau beschäftigter Arbeiter wurde getötet, zwei weitere wurden schwer verletzt.

Am Unfalltage standen im obersten Geschoß noch Notstützen unter den Balken. Die übrige Schalung der Dachdecke war etwa 1 Woche, die Schalung der übrigen Geschosse etwa 5 Wochen vor dem Unfalltage entfernt worden. In den unteren Geschossen standen keine Notstützen mehr.

Unmittelbar vor dem Unfall hatte der Maurerpolier im obersten Geschoß an der in Abb. 1 mit *a* bezeichneten Stütze einen vom Fußboden etwa 80 cm heraufreichenden schrägen Riß beobachtet, der sich vor seinen Augen erweiterte. Der Polier hatte noch gerade Zeit, die Arbeiter durch Zuruf zu warnen und sich selbst in Sicherheit zu bringen, als das Gebäude schon einstürzte. Ein Zeuge beobachtete, daß sich hierbei zuerst die Dachdecke senkte.

Bei der Untersuchung der Trümmer fand sich von den unteren rund 1,6 m langen Stück der gerissenen Säule nur noch ein loses Gemenge halbfeuchter, wenig erhärteter Betonteile vor, so daß eine Probeentnahme nicht möglich war. Einzelne Schalen von etwa 3 cm Stärke, die die äußere Umhüllung der Säule gebildet hatten, waren gut erhärtet. Der Beton des oberen, fast nicht beschädigten Säulenteils hatte durchweg gutes Gefüge, war aber auch nicht vollständig erhärtet. Die Deckentrümmer zeigten ungleichmäßige Erhärtung. Der Baugrund war einwandfrei, die Fundamente hatten nicht nachgegeben.

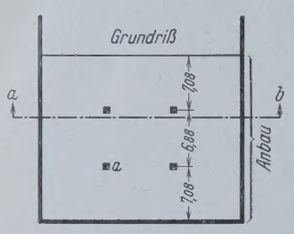


Abb. 1.

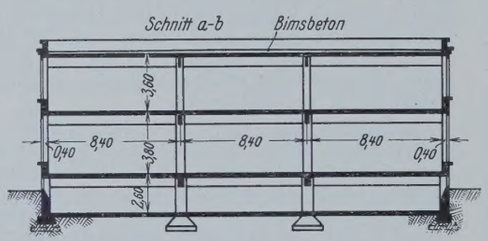


Abb. 2.

Von 6 aus den Trümmern der Decken und Säulen der unteren beiden Geschosse entnommenen Betonproben hatten 5 im Alter von 90 bis 100 Tagen (4 Wochen nach dem Einsturz) eine Druckfestigkeit von 60 bis 80 kg/cm² und 1 Probe eine solche von 134 kg/cm², während die aus den Trümmern des Dachgeschosses entnommenen Probestücke eine Druckfestigkeit von 100 bis 185 kg/cm² im Alter von etwa 70 Tagen aufwiesen. Bei der Untersuchung ergab sich ein Mischungsverhältnis von 1 : 5,2 bis 1 : 10,9. Die Untersuchung einer aus den Resten auf der Baustelle entnommenen Zementprobe ergab keine Anstände. Der verwandte Flußkiessand war etwas sandarm, galt aber allgemein als brauchbar. Die Standsicherheitsberechnung enthielt keine wesentlichen, für den Unfall ursächlichen Fehler.

Die herangezogenen Sachverständigen führten den Einsturz auf das Versagen der Säule *a* im 2. Obergeschoß infolge zu geringer Druckfestigkeit des Betons zurück. Diese sei eine Folge der kühlen und zeitweise regnerischen Witterung während der Bauausführung. In der Zeit zwischen dem Betonieren und Ausschalen der beiden unteren Decken hatte die höchste Tagestemperatur zwischen 0 und + 13°, die niedrigste Nachttemperatur zwischen + 1 und — 5° geschwankt. Von den 42 Tagen, während deren die Dachdecke und die zugleich mit ihr betonierten Säulen des Obergeschosses in der Schalung standen (im Dezember und Januar), herrschte an 15 Tagen Frost von 0 bis — 16° und an 6 Tagen kühle Witterung von 0 bis + 5°. An den restlichen 21 Tagen betrug die höchste Tagestemperatur + 6 bis + 14°, die niedrigste Nachttemperatur aber 0 bis + 5°. Der eine Gutachter wies darauf hin, daß in dieser Jahreszeit die für das Erhärten des Betons maßgebliche mittlere Tagestemperatur viel näher bei der niedrigsten als bei der höchsten Temperatur liege, da diese nur ganz wenige Stunden herrsche. Bis zum Ausschalen habe die Dachdecke also fast nur unter dem Einfluß von kühler Witterung und Frost gestanden, so daß eine nennenswerte Erhärtung nicht zu erwarten und das Ausschalen verfrüht gewesen sei. Die Druckfestigkeit des Betons sei zur Zeit des Einsturzes wahrscheinlich nicht unerheblich kleiner gewesen, als die 4 Wochen später ausgeführten Versuche ergaben, da die Betonproben inzwischen in günstigere Temperaturen gekommen und nacherhärtet seien. Außerdem sei die Belastung der sehr großen Dachdeckenfelder dadurch erhöht worden, daß die erst kurz vor dem Unfall mit Pappe überklebte Bimsbetonschicht (Abb. 2) sich mit Regenwasser gesättigt habe. Die Entlastung der Dachgeschoßsäulen durch die Notstützen sei wahrscheinlich durch starke Durchbiegungen der Balken der mittleren Decke nicht unwesentlich vermindert worden. Diese Durchbiegungen hätten auch Biegungsspannungen in den oberen Säulen erzeugt, auf die wohl auch der beobachtete Riß in der Säule *a* zurückzuführen sei.

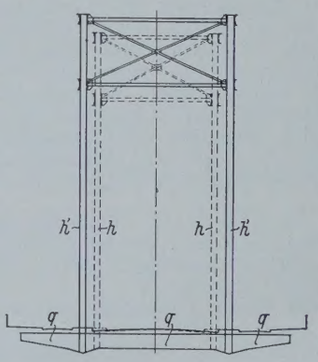
Während der eine Gutachter den Oberingenieur der ausführenden Firma, den Bauführer und den Betonpolier für den Unfall verantwortlich machte, hielten die anderen Gutachter nur den Betonpolier als für die Maßnahmen auf der Baustelle verantwortlich. Das Ergebnis der nachträglichen Ermittlung des Mischungsverhältnisses sei aber sehr unsicher und könne nicht gegen den Polier verwandt werden. Der Betonpolier habe die Ausschalungsfristen mit Rücksicht auf den Frost bestimmungsgemäß verlängert und sich in üblicher Weise durch Abklopfen von der Erhärtung des Betons überzeugt. Er habe jedoch den Einfluß der kühlen Witterung in seiner großen Gefährlichkeit nicht gekannt und auch nicht zu kennen brauchen, da selbst sehr erfahrene Praktiker hierüber noch im unklaren seien und damals die grundlegenden neueren Versuche von Graf[1]) noch nicht veröffentlicht waren. Der Gegengutachter wies demgegenüber darauf hin, daß der schädigende Einfluß der Kälte auf die Erhärtung des Betons auch schon früher aus der Praxis und aus den Versuchen von Gary[2]) im Jahre 1910 bis 1912 bekannt war.

Das Amtsgericht lehnte die Eröffnung des gegen den Oberingenieur, den Bauführer und den Polier wegen fahrlässiger Tötung und Körperverletzung beantragten Hauptverfahrens ab, indem es sich dem Standpunkt der Mehrzahl der Sachverständigen anschloß. Die gegen diesen Beschluß von der Staatsanwaltschaft erhobene Beschwerde wurde vom Landgericht verworfen. We.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Brücke mit vergrößertem Abstande der Hauptträger. (Kl. 19d, Nr. 476 546 vom 22. 7. 1927 von Karl Daub in Düsseldorf.) Um den Verkehr während des Baues der Brücke aufrechterhalten zu können und um eine größere nutzbare Breite der Brückentafel zu erhalten, sind an den neuen Hauptträgern *h'* als Kragträger *q'* ausgebildete Verlängerungsstücke der alten Querträger *q* angebaut. Man wählt solche Kragarme, daß ihr Gewicht und das der zugehörigen Fahrbahnteile im mittleren alten Teil der Querträger ein so großes aufwärtsgerichtetes Moment erzeugt, daß die Querträger trotz ihrer vergrößerten Stützweite nicht oder nicht wesentlich verstärkt werden müssen. Die alten Hauptträger *h* fallen weg, so daß erheblich an nutzbarer Breite für den Fuhrwerkverkehr gewonnen wird.



Personalnachrichten.

Preußen. Der Regierungs- und Baurat (W.) Loll bei der Wasserbaudirektion in Münster i. W. ist zum Oberregierungs- und -baurat ernannt worden.

Der Regierungsbaumeister (W.) Heinrich Casper ist unter Wiederaufnahme in den Staatsdienst der Rheinstrombauverwaltung in Koblenz überwiesen worden.

Die Staatsprüfung haben bestanden: die Regierungsbauführer Gustav Körte, Johannes Engelke, Friedrich Poppe, Helmuth Wolter (Wasser- und Straßenbaufach); Willy Schneider, Ernst Wintgen, Ludwig Krauskopf (Eisenbahn- und Straßenbaufach).

[1]) Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, Heft 57: Versuche über den Einfluß niederer Temperatur auf die Widerstandsfähigkeit von Zementmörtel und Beton. Von O. Graf. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

[2]) Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, Heft 13: Versuche über den Einfluß der Kälte und Wärme auf die Erhärtungsfähigkeit von Beton. Von Prof. M. Gary; gleicher Verlag.

INHALT: Die Pirnaer Elbbrücke und ihre Verbreiterung 1928. — Die Straßenbrücke über den Rhein in Köln-Mülheim. (Fortsetzung). — Einfluß der ungünstigsten Laststellung bei Berechnung der Standsicherheit der Ankerplatten von Bollwerken. — Vermischtes: Technische Hochschule Hannover. — Internationale Vereinigung für Brückenbau und Hochbau. — Vorläufiges Merkblatt für die Oberflächenbehandlung von Straßendecken mit Kaltasphalt. — Eine Staumauer als Hochwasserschutz im Oberlauf des Albigna. — Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Ortsgruppe Brandenburg. — Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton Nr. 39. Einsturz eines zweistöckigen Anbaues infolge mangelhafter Betonerhärtung bei kühler Witterung. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

7. Jahrgang | BERLIN, 29. November 1929 | Heft 52

Alle Rechte vorbehalten.

Neuere Kleinbagger und Hilfsgeräte zur Ausführung von Tiefbauten.

Von Dipl.-Ing. **Friedrich Riedig,** Dresden.

Bei der Bewältigung größerer Massen bei Tiefbauten werden überall in weitgehendem Maße aus Gründen der Wirtschaftlichkeit und Zeitersparnis anstatt der menschlichen Arbeitskräfte Maschinen verwendet. Ohne Bagger und Transporteinrichtungen ist ein größerer Bau kaum noch denkbar. Die Mechanisierung des ganzen Betriebes zwecks Erhöhung der Wirtschaftlichkeit läßt sich bei größeren Bauausführungen verhältnismäßig leicht ausführen, da sich die Kosten aus Anschaffung und Betrieb bei den meist großen Leistungen der Maschinen auf die Einheit des bewegten Bodens sehr verteilen und gering ausfallen[1]). Diese Verteilung wird bei kleinen Bauausführungen ganz anders. Jede Einheit des bewegten Bodens wird weit mehr belastet als bei großen Bauten, bei denen der Ersatz der Handarbeit durch die Maschinen ohne weiteres gegeben ist. Bei kleinen geforderten Leistungen hat eine Verkleinerung der Ausmaße der Maschinen keine entsprechende Senkung der Kosten zur Folge. Die Maschinen sind in der Anschaffung verhältnismäßig teuer, und die Kosten

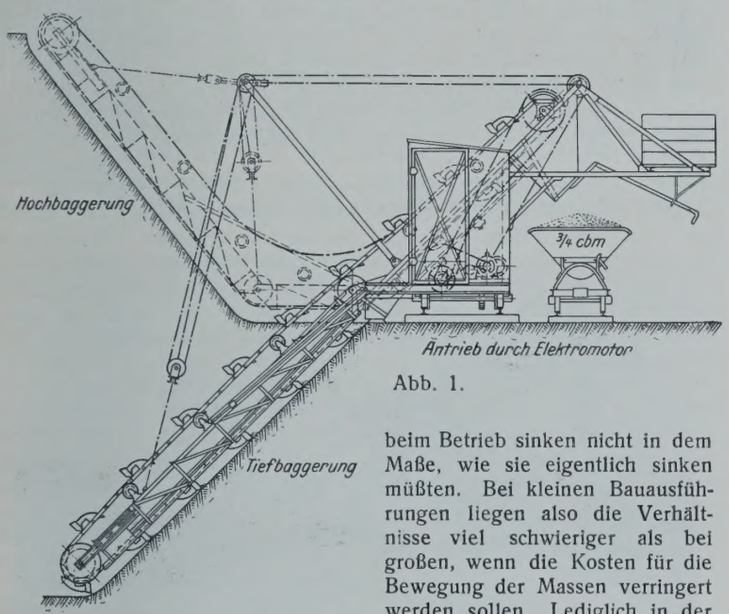


Abb. 1.

beim Betrieb sinken nicht in dem Maße, wie sie eigentlich sinken müßten. Bei kleinen Bauausführungen liegen also die Verhältnisse viel schwieriger als bei großen, wenn die Kosten für die Bewegung der Massen verringert werden sollen. Lediglich in der Organisation, d. h. in der Ausnutzung der einzelnen Arbeitskräfte, war eine Möglichkeit zur Verbilligung der Kosten gegeben. In den meisten Fällen ließen sich nur wenige Arbeitskräfte durch die Maschine ersetzen.

Trotz dieser Schwierigkeiten bei der Ausführung kleiner Tiefbauarbeiten ist aber eine Mechanisierung des Betriebes, die eine Erhöhung der Wirtschaftlichkeit, also eine Verbilligung, nach sich zieht, möglich, denn vor nicht zu langer Zeit sind für solche Zwecke eine Reihe von Sonderkonstruktionen von kleinen Baggern und Hilfsgeräten geschaffen worden, die im folgenden erörtert werden sollen.

Bei der Konstruktion kleiner Eimerkettenbager müssen die im gewissen Sinne voneinander abhängigen Werte Baggertiefe und Leistung in ein bestimmtes Verhältnis zueinander gebracht werden. Je tiefer ein Bagger greift, desto höher muß das Material gehoben werden, desto mehr Energie wird durch das Heben verbraucht, und dementsprechend sinkt die Leistung. Je weniger tief ein Bagger arbeitet, desto mehr Energie wird frei, die zur Erzielung größerer Leistung verwendet werden kann. Bei geringer Baggertiefe kann dann eine schnellere Eimerfolge in der Kette vorliegen als bei größerer Tiefe. Bei kleinen Baggern liegt die Schwierigkeit im geeigneten Ausgleich dieser beiden Werte. Dazu kommt noch, daß die ganze Konstruktion möglichst leicht und einfach sein muß, ohne daß die Standsicherheit und Widerstandsfähigkeit des Baggers gegen den rauhen Betrieb und gegen die verschiedenen Bodenarten leidet. Die Schwierigkeiten beim Bau sehr kleiner Bagger sind fast ebenso groß wie die beim Bau sehr großer Bagger.

Den kleinsten Eimerkettenbagger mit einer tatsächlichen Leistung von 4 bis 10 m³/h (theoretisch 9 bis 13,5 m³/h), dessen größte Baggertiefe oder Abtraghöhe rd. 5 m beträgt, zeigt Abb. 1[2]). Das verringerte Gewicht gegenüber den bisherigen kleinsten Baggertypen und die Spurweite von 1 bis 1,2 m erlauben ein leichtes Baggergleis, das wiederum nur unwesentliche Kosten beim Verrücken verursacht. Angetrieben wird der Bagger durch Elektro- oder Rohölmotor. Beim Antrieb durch Rohölmotor wird das Drehmoment mittels Spannrollenriementrieb auf die im Baggerhaus liegende Vorgelegerolle übertragen. Die Eimerkette besitzt Eimer von 14 l Inhalt, die, je nach der Kettenteilung, auf jedem 4. oder 6. Kettenglied sitzen. Die an die Eimer angenieteten Schaken sind aus Flußstahl gefertigt und in den Bolzenlöchern mit Buchsen aus Hartstahl versehen. Der Antrieb der Leiterhebewinde geschieht maschinell, wobei die Kraft durch ein Wendegetriebe und selbsthemmendes Schneckengetriebe auf die Seiltrommel übertragen wird. Zur Verhütung des betriebsstörenden Herausspringens der Eimerkette aus den Zähnen des Oberturas sind über dem Turas besondere Sicherheitsbügel angebracht, die die

Abb. 2.

beiden Zahnkörper im Halbkreis umspannen. Beide Schutzbügel sind innen mit Gleitleisten aus verschleißfestem Stahl ausgefüttert, die leicht ausgewechselt werden können.

Ein weiterer Kleinbagger (Abb. 2[2]), der auch bei reinem Sommerbetrieb noch wirtschaftlich arbeitet, hat eine theoretische Leistung von 7,5 bis 15 m³/h. Da sein Konstruktionsgewicht 4 bis 5 t und sein Dienstgewicht 5 bis 7 t beträgt, kann der Bagger selbst auf moorigem Wiesenboden aufgestellt werden. Die Bauart und der Werkstoff der Graborgane setzen diesen Kleinbagger in die Lage, selbst in schweren Bodenarten noch effektive Leistungen von 6 bis 15 m³/h zu erreichen. Die drei Hauptbewegungen (Umlauf der Eimerkette, Heben und Senken der Eimerleiter, Verfahren des Baggers) werden vom Bagger selbst ausgeführt, so daß der Baggermeister entlastet wird und daher bei kleineren Leistungen und kurzem Förderweg zusammen mit dem Abfahrer auch den Wagenbetrieb mit bedienen kann. Für den Betrieb an der Baustelle allein genügen daher 2 Mann. Der Energieverbrauch ist infolge der Verwendung von Zahnrädern mit geschnittenen Zähnen an allen Getriebeteilen gering. Je nach der Bodenart, Baggertiefe (höchstens 8 m) und Leistung schwankt er zwischen 4 und 7 PS. In der Normalausführung ist der Bagger für elektrischen Antrieb vorgesehen. Es kann jedoch auch ein Rohölmotor eingebaut werden. Da der Rohölmotor wenig überlastbar ist und der größten zu erwartenden Spitzenleistung genügen muß, wird der Bagger mit Rohölmotorantrieb etwas unwirtschaftlicher als mit elektrischem Antrieb. Zur Baggerung von sehr klebrigem Gut können zwecks besserer Entleerung der 14-l-Eimer Ausschneidemesser eingesetzt werden. Wie die meisten Eimerkettenbagger kann dieser Bagger ebenso als Hochbagger wie als Tiefbagger arbeiten. Infolge seines geringen Dienstgewichtes und des leichten Gleises kann er schnell und ohne besondere Kosten von

[1]) Vgl. Krauth, Die heutige Groß-Erdbautechnik, „Bautechnik" 1929, Hefte 45 u. 47.

[2]) Nach Orenstein & Koppel AG.

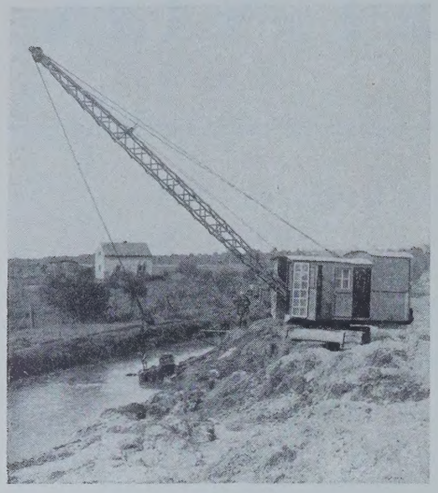


Abb. 3.

einer Arbeitstelle nach einer anderen gebracht werden. Bei größeren Entfernungen wird der Bagger zerlegt und auf einem Lastauto mit Anhänger weggefahren.

Daß das Arbeiten mit einem dieser Kleinbagger viel wirtschaftlicher ist als der Handbetrieb, der bei kleineren Erdarbeiten oft angewendet wird, ergibt die folgende Wirtschaftlichkeitsaufstellung.

Unter der Voraussetzung, daß der Bagger in allen Teilen für die besonderen Verhältnisse eines kleinen Baues ausgeführt und betriebssicher ist und sparsam arbeitet, soll angenommen werden, daß in rund 150 Arbeitstagen in einem Jahre 7500 m³ schwerer Boden oder 9000 m³ leichterer Boden zu bewältigen sind. Die Tagesleistung ist dann 50 bzw. 60 m³ Boden. Für den Hackbetrieb in der Baustelle müssen bei etwa 6 m Abtraghöhe und hartem Boden einschl. Fahrern etwa 8 Mann beschäftigt werden. Der gewachsene m³ kostet im Handbetrieb bis zum Aufzug oder Förderband rd. 1 R.-M. Im Handbetrieb sind also die Tageskosten rund 50 R.-M., wobei der Bedarf und die Instandsetzung der Werkzeuge nicht mitgerechnet sind. Ein Bagger mit elektrischem Antrieb kostet für diese Verhältnisse etwa 10 000 R.-M. Der Strompreis soll mit 0,15 R.-M./kWh angenommen werden. Bei 16 % Tilgung und Verzinsung des Anlagekapitals ergeben sich folgende Kosten für 1 Arbeitstag:

Abschreibung	10,60 R.-M.
Stromverbrauch 30 kWh	4,50 „
Lohn für 1 Baggerführer	6,00 „
Löhne für 2 Fahrer	8,00 „
Reparaturen und Ölverbrauch	1,90 „
Löhne für Gleisrückarbeiten (in 1 Woche für ½ Tag mit 5 Mann)	2,00 „
Baggerbetriebskosten in 1 Tag	33,00 R.-M.

1 m³ gewachsenen Boden lösen und bis zum Aufzug fördern kostet also $\frac{32}{50} = 0{,}66$ R.-M.

Gegenüber der Handarbeit werden 17 R.-M./Tag oder 2500 R.-M. in 150 Tagen erspart. Für den Baggerbetrieb ist nicht besonders günstig gerechnet worden, denn vielfach wird der Strompreis niedriger sein. In manchen Fällen wird auch nur 1 Fahrer genügen, oder die Tagesleistung wächst bei 2 Fahrern entsprechend, so daß die Kosten für 1 m³ weiter sinken.

Beim Arbeiten mit einem größeren Bagger ergeben sich ungefähr die gleichen Kosten. Als Beispiel möge ein Schleppschaufelbagger (Abb. 3 [2]) dienen, der je nach Ausführung und Antriebsart 35 000 bis 45 000 R.-M. kostet und eine tatsächliche Durchschnittsleistung von 30 bis 40 m³/h ergibt. (Über die Leistungen der Eimerseilbagger liegen nur wenige Angaben vor, da sie in Europa noch verhältnismäßig neu sind. Außerdem sind die Leistungen nicht allein von den Bodenverhältnissen abhängig, sondern auch von der Geschicklichkeit des Baggerführers. Die genannte Zahl ist daher nur ein Mittelwert und kann auch ganz anders ausfallen. In demselben Maße sind natürlich auch die Zahlen über Betriebsstoffverbrauch, Arbeitszeit usw. Schwankungen unterworfen.) Zum Antrieb des Baggers möge ein Dieselmotor dienen (50-PS-Doppelkolbenmotor), der sich für Baggerbetrieb in jeder Hinsicht gut bewährt hat und in 1 h an Betriebstoff 3 bis 4 kg Rohöl verbraucht. Die Leistung der Antriebsmaschine erscheint zunächst sehr groß und der Kraftstoffverbrauch im Verhältnis überaus klein. Der Motor hat zwar 50 PS eff. Dauerleistung, wird aber normalerweise beim Baggern nur mit 20 bis 25 PS belastet sein, die wiederum auch nicht dauernd abzugeben sind. Die Beanspruchungen des Motors, der die verschiedenen Bewegungen der Schleppschaufel während eines Spieles bewirkt, ändern sich von Sekunde zu Sekunde. Da ein Dieselmotor bekanntlich nur verhältnismäßig wenig überlastbar ist, muß ein Motor eingebaut sein, der den höchsten im Bereiche der Möglichkeit liegenden Spitzenbeanspruchungen mit Sicherheit gewachsen ist (lange Steigungen beim Verfahren usw.). Bei einem ebensolchen Bagger mit elektrischem Antrieb genügt z. B. ein 30-PS-Motor, der für kurze Zeit um 100 % überlastbar ist. Die Hauptabmessungen dieses Schleppschaufelbaggers sind folgende:

Schaufelinhalt	0,5 m³
Reichweite (ohne Ausschwingen) bei 25° Auslegerneigung	13,0 m
größte Ausschütthöhe bei 55° Auslegerneigung	8,7 m
Ausschüttweite bei 55° Auslegerneigung	8,6 m
Konstruktionsgewicht einschließlich Raupenband	22,2 t
Dienstgewicht	27,5 t.

Zur Steuerung des Baggers soll 1 Mann genügen mit einem Stundenlohn von 1,24 R.-M.[3]). Zu Nebenarbeiten auf dem Planum wird sich noch 1 Hilfskraft nötig machen (Stundenlohn 0,40 R.-M.). Die Betriebszeit des Baggers beträgt 150 Arbeitstage in 1 Jahre. Tilgung und Verzinsung 16 %. Die Betriebskosten an 1 Tage sind dann:

Abschreibung	48,0 R.-M.
Energieverbrauch: 50 PS; in 1 h 4 kg Rohöl zu 0,54 R.-M.	5,4 „
Schmierölverbrauch: 150 g/h, 1 kg zu 1,80 R.-M.	2,7 „
Wartung	4,0 „
Instandsetzung	10,0 „
Bedienung: 1 Führer	12,4 „
1 Hilfskraft	4,0 „
	86,5 R.-M.

Bei einer Leistung von 15 m³/h ergeben sich für 1 m³ an Kosten rd. 0,58 R.-M. Die Leistung von 15 m³/h würde, wenn der Bagger in schwerem Boden arbeitet, nur unwesentlich überschritten werden. Bei dem kleinen Eimerkettenbagger ist die normale Leistung etwa 10 m³/h, die aber auch nur zur Hälfte (mit 5 m³/h) in der Wirtschaftlichkeitsrechnung eingesetzt ist. Von dem Schleppschaufelbagger war die Durchschnittsleistung mit 30 bis 40 m³/h angegeben worden. 15 m³/h Leistung würden also der Leistung des Eimerkettenbaggers entsprechend sein. Bei der Lohnaufstellung des Baggerführers ist noch zu berücksichtigen, daß wohl in den meisten Fällen für das ganze Jahr (300 Tage) der Lohn zu zahlen ist und nicht nur für die 150 Arbeitstage, denn die Baggerführer werden nicht so nach Bedarf angenommen und gekündigt wie ungelernte Hilfsarbeiter. Die Aushubkosten für 1 m³ würden sich dadurch ändern, eine Verhältnisverschiebung zwischen einem kleinen Eimerkettenbagger und einem leistungsfähigeren anderen Bagger aber nicht eintreten.

Abb. 4.

Selbst bei den großen Eimerkettenbaggern mit Leistungen von 300 m³/h und mehr sind die Baggerkosten für 1 m³ nicht wesentlich anders als bei den besprochenen kleinen Baggern, wenn die Kostenaufstellung in demselben Sinne geschieht.

Der Kleinbagger nach Abb. 4 [4]) hat bei einem Eimerinhalt von 25 l und einer Schüttungszahl von 25 in 1 min eine Leistung von 37 m³/h. Da die untere Eimerleiter einen Knickpunkt hat und in zwei Winden aufgehängt ist, kann von der Tiefbaggerung zur Hochbaggerung ohne Umbauarbeiten übergegangen werden. Die obere Eimerleiter mit Rinne ist drehbar angeordnet und hängt ebenfalls in einer Winde, so daß man die Leiter auf jedes gewünschte Planum einstellen kann. Der Bagger fährt auf zwei Einzelraupen, deren Auflagerflächen so groß sind, daß der spezifische Bodendruck 0,5 kg/cm² nicht übersteigt. Als Antrieb ist entweder ein Elektromotor oder ein Dieselmotor von rd. 18 PS Leistung eingebaut. Beim Betrieb mit Dieselmotor beträgt der Brennstoffverbrauch bei achtstündiger Arbeitszeit 25 bis 30 kg Rohöl und etwa 1,5 kg Öl und Fett.

Das gebaggerte Material wird in Muldenkipper von 1 m³ Fassungsvermögen verladen. Es kann aber auch zwecks Durchwintern hinter dem Bagger abgeworfen werden.

---

[3]) Gegenüber dem Lohn eines Baggerführers eines kleinen Eimerkettenbaggers erscheint dieser Lohn sehr hoch. Jedoch ist zu bedenken, daß zur Bedienung eines kleinen Eimerkettenbaggers ein angelernter Arbeiter genügt und die Ausnutzung des Baggers längst nicht in dem Maße von der Geschicklichkeit des Führers abhängt wie bei einem Schleppschaufelbagger.

[4]) Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft.

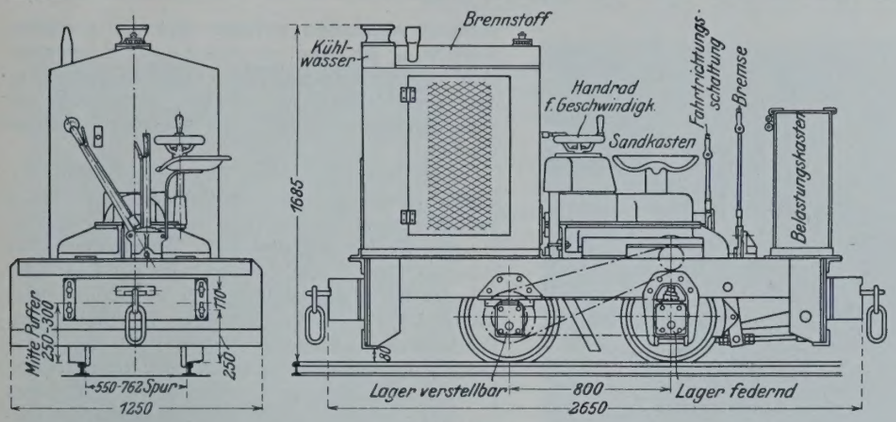


Abb. 5.

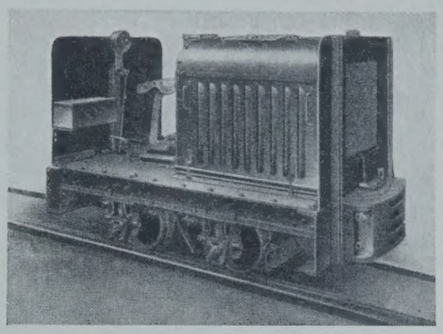


Abb. 6.

Zur Bedienung des Baggers genügen 2 Mann (1 Baggermeister und 1 Klappenschläger). Würde der Abbau im Handbetrieb vorgenommen, so müßten an Stelle der 2 Mann zur Bedienung des Baggers 9 Mann eingesetzt werden, um die gleiche Leistung zu erzielen.

Der Abtransport der gelösten Massen in Förderwagen kann durch Lokomotiven mit Antrieb durch Dampf, Benzin oder Rohöl geschehen. Der elektrische Betrieb scheidet bei kleinen Bauausführungen wegen der Kostspieligkeit im allgemeinen aus. Der Bau von Oberleitungen zur Stromzuführung verteuert die Förderkosten. Akkumulatoren-Lokomotiven sind meistens ebenso unwirtschaftlich, da sie zu hohe Unterhaltungskosten erfordern und für das schwache Gleis zu schwer sind. Dampflokomotiven mit Leistungen unter 30 PS sind zur Förderung ungeeignet, da für diese kleinen Leistungen der Dampfbetrieb nur selten wirtschaftlich ist. Daher findet man bei Lokomotivleistungen bis zu 30 PS überwiegend die Motorlokomotive.

Die Wahl zwischen Lokomotiven mit Vergasermotoren (Benzin, Benzol usw.) oder mit Rohölmotoren wird durch die Werbung für den Rohölbetrieb erschwert. Vergleicht man rein sachlich die Güte und Leistung der beiden Lokomotivarten, so sind die Anschaffungskosten der Rohöl-Lokomotive höher als die der Vergaser-Lokomotive. Vergleicht man die Betriebskosten, so hat man bei etwa gleichem PSh-Verbrauch (rd. 240 g Betriebstoff) den Preisunterschied zwischen Benzin und Rohöl zu berücksichtigen, also einen Unterschied von 0,30 bis 0,35 R.-M./kg für Benzin und 0,12 bis 0,18 R.-M /kg für Rohöl. Es ist also eine reine Kalkulationsfrage, ob man die in der Anschaffung teure, aber im Betrieb billige Rohölmaschine oder die in der Anschaffung billige, aber im Betrieb teure Vergasermaschine vorziehen soll. Wenn die Maschine das ganze Jahr oder wenigstens den weitaus größten Teil eines Jahres ausgenutzt werden kann, fällt die Wirtschaftlichkeitsberechnung zugunsten der Rohölmaschinen aus. Ist dagegen die Maschine nur wenige Monate im Jahre in Betrieb, arbeitet die Vergasermaschine günstiger.

Im folgenden sollen nun einige neuere Typen von Motorlokomotiven kleinerer Leistung (bis 10 PS) besprochen werden.

Eine kleine Lokomotive mit Vergasermotor zeigt Abb. 5 [2]). Die Lokomotive, deren Motor von normal 7,5 PS Leistung mit Benzin, Benzol usw. betrieben werden kann, entwickelt auf gerader, waagerechter Strecke am Zughaken eine Zugkraft von 382 kg bei 4 km/h Geschwindigkeit, entsprechend einer Bruttoanhängelast von 38 t auf gerader Steigung 1 : ∞ oder 7,5 t auf Steigungen 1 : 30 bei 8 kg Bahnwiderstand. Sie ist mit einem stehenden Einzylindermotor ausgerüstet und trotz kräftiger Konstruktion aller Einzelteile mit ihrer äußersten Einfachheit der Bauart für leichte Feldbahngleise geeignet. Infolge der Verwendung einer Konus-Reibungskupplung ist das Anfahren sehr sanft. Der Motor ist mit dem Getriebe für zwei Geschwindigkeiten (4 und 8 km/h) zu einem Block vereinigt und auf dem starren Rahmen unverschiebbar befestigt, so daß das Lokomotivprinzip vollständig gewahrt ist. Der Radsatz ist für eine Verstellung der Spurweite zwischen 500 und 762 mm eingerichtet.

Die kleinste Lokomotive mit Dieselmotor derselben Firma ist ganz ähnlich gebaut. Äußerlich ist sie fast kaum von der erwähnten Lokomotive mit Vergasermotor zu unterscheiden. Die hauptsächlichsten Zahlen über Geschwindigkeit und Kraftstoffverbrauch der beiden Lokomotiven enthält die folgende Übersicht:

Lokomotive mit	Normalleistung des Motors PS eff.	Geschwindigkeiten km/h	Mittlere Geschwindigkeiten km/h	Brennstoffverbrauch je 1 PS und 1 h kg	Tatsächlicher Verbrauch in 1 h kg	Verbrauch je 1 tkm kg
Vergasermotor	7,5	4 und 8	6	0,24	1,80	0,03
Dieselmotor	10	4,5 und 9	6,75	0,22	1,15	0,029

Der kompressorlose Dieselmotor ist im Gegensatze zu den im Automobilbau verwendeten leichten Motoren mit hoher Drehzahl sehr kräftig und fest gebaut. Die Drehzahl, die durch einen Regler begrenzt ist, beträgt 1200 Umdr./min. Ein außerordentlich schweres Schwungrad gestattet eine allmähliche Beschleunigung selbst größerer Anhängelasten und trägt wesentlich zum ruhigen Lauf des Motors bei. Vom Getriebe arbeiten zwei Antriebsketten auf die Vorderachse, die durch eine Kuppelkette mit der Hinterachse verbunden ist. Die Handhebelbremse bremst alle vier Räder. Der Führer sitzt quer zur Fahrtrichtung und kann daher die Strecke bei Vorwärts- und Rückwärtsfahrt gleich gut übersehen. Das Handrad zum Schalten der Geschwindigkeiten liegt rechts, der Hebel für Vorwärts- oder Rückwärtsfahrt links. Mit der linken Hand wird auch die Bremse bedient.

Bei einer weiteren kleinen Motorlokomotive (Abb. 6[5]) dient als Antriebskraft auch ein kompressorloser Dieselmotor in stehender Einzylinderbauart. Der Motor leistet normal 8 bis 9 PS bei 750 Umdr./min. Mittels einer Regelvorrichtung kann die Drehzahl bis zu 350 Umdr./min verändert werden, ohne daß sich dadurch das Drehmoment und infolgedessen die Hakenzugkraft auch verändern. Die hauptsächlichsten Angaben über diese Lokomotive sind folgende:

Dienstgewicht . . . . . 2,2 t
Leergewicht . . . . . 2,1 t
Geschwindigkeiten 3,7 u. 8,1 km/h
Länge . . . . . 2340 mm
Breite . . . . . 1210 „
Höhe . . . . . 1352 „
Achsabstand . . . . . 700 „
kleinster Kurvenhalbmesser bei der üblichen Spurerweiterung 5 m
kleinste Spurweite . . 500 mm
Gleise: 5-kg-Schiene mit 60 mm Schienenhöhe bei 800 mm Schwellenentfernung; 6-kg-Schiene mit 65 mm Schienenhöhe bei 1000 mm Schwellenentfernung

Hakenzugkraft auf gerader, waagerechter Strecke: bei 3,7 km/h 480 kg; „ 8,1 „ 200 „
Zylinderdurchmesser . . . 125 mm
Kolbenhub . . . . . 170 „
Brennstoffverbrauch je 1 PS/h bei Rohöl von UH 10000 WE 250 g
Betriebstoffkosten . . 0,23 R.-M./h
Stundenverbrauch an Rohöl . . . . . 1,2 kg
an Schmieröl . . . . . 100 g
größte Brutto-Anhängelast auf gerader, waagerechter Strecke . . . . . 40 t

Die zwei Geschwindigkeiten werden durch Verschieben zweier mit Klauen versehener Kuppelstücke geschaltet. Als Verbindung zwischen Motor und Getriebe dient eine Einscheiben-Reibungskupplung mit Fußbetätigung. Vom Getriebe wird die Kraft auf die vordere Treibachse mittels nachstellbarer Rollenkette übertragen. Die Treibachsen, die durch Rollenketten gekuppelt sind, sind durch Konusfedern abgefedert, so daß das Fahren selbst auf schlechtem Gleise stoßfrei wird. Die Lokomotive besitzt eine Wurfhebel-Backenbremse und eine Sandstreuvorrichtung mit Handhebelbedienung. Die Brutto-Anhängelasten (in t) auf Steigungen und in Kurven bis 600 mm Spur und 700 mm Achsabstand enthält folgende Tabelle:

Steigungen	Gerade Strecke	Krümmungshalbmesser der Kurven in m					Gerade Strecke	Krümmungshalbmesser der Kurven in m				
		50	30	15	10	6		50	30	15	10	6
1 : ∞	40	33,5	29,3	20,8	15,8	10,4	16,6	13,8	11,9	8	5,8	3,4
1 : 400 (2,5 ‰)	32,5	28	25	18,5	14,4	9,7	13,4	11,3	10	7	5,2	3
1 : 200 (5 ‰)	27,5	24	21,8	16,6	13	9	11	9,5	8,6	6,2	4,6	2,8
1 : 100 (10 ‰)	21	18,5	17,2	13,6	11,1	7,8	8	7,1	6,5	4,8	3,7	2,3
1 : 50 (20 ‰)	13,6	12,5	11,8	9,8	8,3	6,2	4,8	4,4	4,1	3,2	2,5	1,5
1 : 30 (33⅓ ‰)	9	8,5	8	7	6	4,7	2,8	2,5	2,3	1,9	1,5	0,8
1 : 25 (40 ‰)	7,5	7	6,8	6	5,2	4,1	2,1	1,9	1,8	1,4	1,1	0,6
1 : 20 (50 ‰)	6	5,6	5,5	4,8	4,3	3,4	1,4	1,3	1,2	0,9	0,7	0,3
1 : 15 (66⅔ ‰)	4,2	4,1	3,9	3,5	3,1	2,5	0,6	0,5	0,4	0,3	—	—
Anfahrwiderstand 12 kg/t		Fahrgeschwindigkeit 3,7 km/h						Fahrgeschwindigkeit 8,1 km/h				

[5]) Motorenfabrik Deutz AG.

Eine Motorlokomotive mit einem kompressorlosen Diesel oder einem Vergasermotor von etwa 10 PS Leistung zeigt auch Abb 7 [6]). Beide Motorarten sind den besonderen Verhältnissen des Lokomotivbetriebes entsprechend gebaut. Falls der Motor nicht mit Sicherheit beim Andrehen von Hand anspringt, kann eine elektrische Anlaßvorrichtung zu Hilfe genommen werden, die im allgemeinen mit einer Lichtanlage vereinigt ist. Mit Rücksicht auf die naturgemäß schlechte Verlegung der Feldbahngleise ist auf eine besonders gute Abfederung Wert gelegt. Der kräftige Stahlplattenrahmen stützt sich mittels Blattfedern auf die Achslager der Radsätze. Die Bremse ist als vollkommen ausgeglichene Vierklotzbremse durchgebildet und wird durch einen Fußhebel im Führerstande betätigt. Die Zug- und Stoßvorrichtung wird der Bauart der jeweils verwendeten Wagen entsprechend federnd ausgeführt und von den als Träger ausgebildeten Stirnwänden des Rahmens aufgenommen.

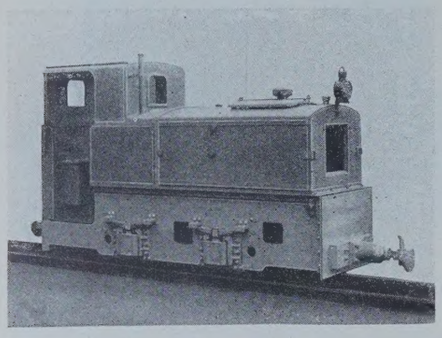


Abb. 7.

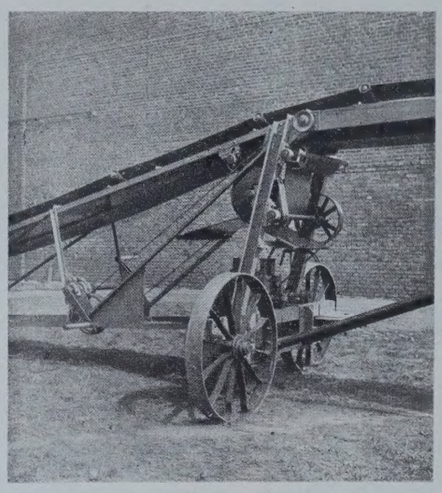


Abb. 8.

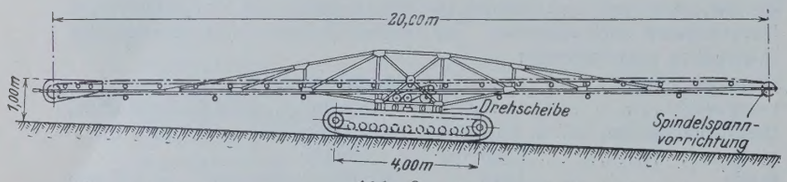


Abb. 9.

Zum Wegbringen des gelösten Bodens auf kürzere Strecken, wenn der Lokomotivbetrieb mit Förderwagen ausscheidet, sind bei Bauarbeiten die fahrbaren Förderbänder oder zum Aufladen die fahrbaren Becherwerke sehr wirtschaftliche Hilfsmittel, von denen in letzter Zeit eine Reihe Sonderformen zwecks Vermehrung des Anwendungsbereiches entstanden sind.

Bei der normalen Form eines Förderbandes geschieht das Verfahren von Hand, das jedoch bei angestrengtem Baubetrieb, wenn die Arbeitsstelle des Förderbandes öfters gewechselt werden muß, viel Zeit beansprucht und die Wirtschaftlichkeit eines solchen Apparates vermindert.

Bei dem fahrbaren Förderband nach Abb. 8 [7]) geschieht der Antrieb des Fahrwerkes von demselben Motor, der zum Bewegen des Gurtes dient. Der Motor ist entweder ein luftgekühlter, gekapselter Drehstrom- oder Gleichstrommotor von etwa 1,5 kW Dauerleistung oder eine Verbrennungskraftmaschine (Deutz) von 3 bis 4 PS Dauerleistung. Mittels zweier Kupplungen kann das Förderband vor- oder rückwärts verfahren werden. Die Fahrgeschwindigkeit beträgt 0,3 m/sek. Der Apparat ist vollkommen ausbalanciert und kann infolgedessen durch nur 1 Mann bedient und auch geschwenkt werden. Zum Verfahren ohne motorischen Antrieb sind dagegen bei weichem Boden etwa 6 Mann nötig.

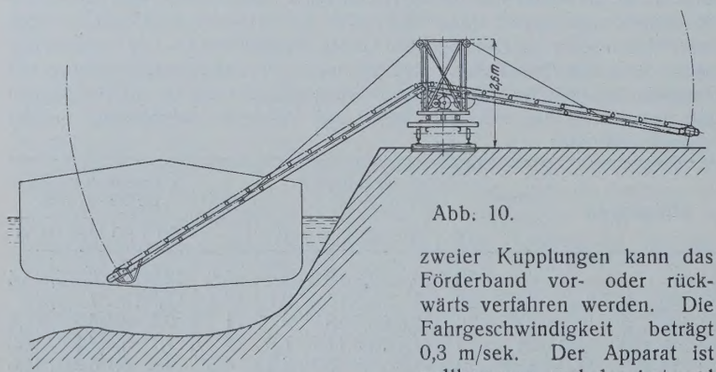


Abb. 10.

Beim Verladen von Aushubmassen in Fahrzeuge oder beim Anschütten von Dämmen müssen die Förderbänder rechtwinklig zur Förderrichtung verschoben werden. Bei der normalen Ausführung ist dann ein zweimaliges Schwenken nicht zu vermeiden. Um eine Beschleunigung des Verschiebens zu erzielen, sind verschiedene Sonderformen für diese Bedarfsfälle gebaut worden.

Bei dem Förderband nach Abb. 8 sind die Räder schwenkbar, die am Rahmen durch einen zwischen zwei viertelkreisförmigen Konsolen verlagerten Zapfen befestigt sind. Durch diese Anordnung besteht die Möglichkeit, ein Rad nach vorn bis zur rechtwinkligen Lage einzuschwenken, während das andere nach hinten eingedreht wird. Die Lage des Schwerpunktes ändert sich durch das Drehen der Räder nicht, so daß der Apparat nicht überkippen kann. Soll das Band im Kreise geschwenkt werden, stellt man die Räder in entsprechendem Winkel ein. Beim Schwenken wird der Drehpunkt durch die Aufgabeschurre gebildet, die an derselben Stelle bleibt.

Zum Querverfahren kann auch unter die nicht schwenkbaren Räder normaler Förderbänder ein fahrbarer Unterwagen geschoben werden. Der Unterwagen wird an der Räderachse des Förderbandes durch eine Schelle befestigt, die durch Flügelschrauben gehalten wird. Als Fahrbahn des Unterwagens dienen zur Verminderung des Fahrwiderstandes auf dem meist unebenen Boden Feldbahngleise, wie sie auf Baustellen üblich sind. Die Befestigungsschelle sitzt auf einem Drehzapfen, so daß das Band außer dem Querverfahren bei feststehendem Drehpunkt um 360° geschwenkt und die Abwurfstelle genau und leicht eingestellt werden kann. Diese Art des Querverfahrens hat sich überall sehr gut bewährt, denn die Einrichtung ist einfach und kann bei jedem Förderband angewendet werden.

Mit wachsender Länge des Bandes nimmt das Gewicht der ganzen Einrichtung zu, so daß bei Räderfahrwerken der Flächendruck auf den Boden zu groß ausfallen kann oder Bodenunebenheiten schlecht überwindbar werden. In letzter Zeit wurden fahrbare Förderbänder mit 25 m Förderlänge gebaut, die infolge ihres ziemlich hohen Gewichtes mit mechanisch angetriebenen Raupenbandfahrwerken ausgerüstet wurden. Die Trägerkonstruktion ist meist knickbar. Auf diese Weise ergibt sich ein zunächst ansteigender und dann waagerecht oder nur schwach geneigter, ununterbrochener Förderweg von 25 m.

Bei einer weiteren Ausführung eines auf Raupenbändern verfahrbaren Förderbandes von 20 m Gesamtlänge (Abb. 9 [8]) ist zwischen dem Fahrwerk und der Trägerkonstruktion eine Drehscheibe eingeschaltet, so daß das Band um 360° geschwenkt werden kann.

Zum Ent- und Beladen von Kähnen oder zur Förderung aus tieferen Baugruben ist eine andere Sonderausführung eines Förderbandes entstanden (Abb. 10 [7]). Die beiden Ausleger mit den zwei Bändern sind durch Windwerke in der Höhe verstellbar, wodurch sich Unterschiede des Wasserspiegels oder der Baugrube ausgleichen lassen. Das Gestell, das den Antrieb enthält, ist wegen des Gewichtes der ganzen Einrichtung auf Schienen verfahrbar. Wie aus der Abbildung zu ersehen ist, ist nur ein durchgehender Gurt vorhanden.

Abb. 11.

Zur Verlängerung des waagerechten Förderweges dient der Zwischenförderer oder das Zubringerband (Abb. 11 [7]), ein getrennt für sich arbeitender Apparat, mit dem es möglich ist, auf große Länge und von beliebiger Stelle das Material dem ansteigenden Hauptförderband zuzuführen. Durch Hintereinanderschalten kann der waagerechte Förderweg beliebig verlängert und durch geeignete Stellung der Bänder untereinander in winkliger Linie geführt werden. Diese Verbindung mehrerer Förderbänder kommt nur bei der Förderung von Schüttgütern in Frage, da zwischen den einzelnen Bändern eine gewisse Freifallhöhe besteht. Der Zwischenförderer wird in Längen von 10 m Achsenabstand der Fahr-

[6]) Berliner Maschinenbau AG. (Schwartzkopff). — [7]) ATG.

[8]) A. W. Markensen.

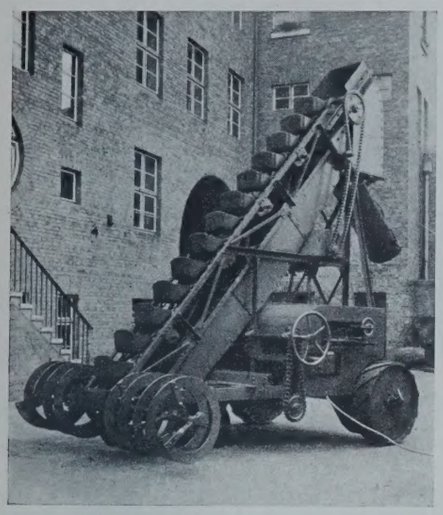


Abb. 12.

werke gebaut. Bei dem verhältnismäßig geringen Gewicht von 1000 kg läßt sich ein solcher Apparat auch auf schlechtem Boden leicht verfahren. Die Kränze der Räder sind breit, damit die Räder auf weichem Boden nicht einsinken.

Eine ähnliche Einrichtung wie der Zwischenförderer ist der tragbare waagerechte Gurtförderer[7]), bei dem die Aufgabeschurre, die sowohl bei dem Zwischenförderer als auch bei dem waagerechten Gurtförderer normal 1 m lang ist, verlängert und das Band auf eine größere Länge beschickt werden kann, so daß sich die Leistung wesentlich steigern läßt.

Die Sonderformen der Becherwerke beziehen sich ebenfalls hauptsächlich auf das Fahrwerk und die Zubringereinrichtung. Die neueren fahrbaren Becherwerke, die auf Baustellen zu Verladearbeiten dienen, sind schwere Maschinen, die durch die ständig größeren geforderten Leistungen und die andere Beschaffenheit des Fördergutes bedingt sind. Ursprünglich waren sie nur für die Förderung feinkörnigen Massengutes gebaut, heute müssen sie aber auch grobkörnige, harte Stoffe (Steine usw. billig fördern.

Aus der schweren Bauart der fahrbaren Becherwerke ergibt sich, daß das Verfahren nicht mehr von Hand wie bei den leichten Ausführungen geübt werden kann, sondern mit mechanischen Mitteln geschehen muß. So zeigt z. B. Abb. 12 [8]) ein verfahrbares Becherwerk mit mechanisch angetriebenem Fahrwerk, das durch Räder mit breiten Kränzen und schräg aufgesetzten Leisten gebildet wird. Infolge des Zuleitungskabels für den elektrischen Antrieb ist naturgemäß der Aktionsradius von der Länge des Kabels abhängig, der nicht allzu groß sein kann. Diese Tatsache ist jedoch weniger von Belang, da das mechanisch angetriebene Fahrwerk in erster Linie eine rasche, geringfügige Ortsveränderung des Becherwerkes ermöglichen soll, die beim Beladen von Fahrzeugen vorliegt. Das Beladen der Fahrzeuge wird beschleunigt und verbilligt, wenn die Becherwerke auch diese verhältnismäßig kleinen Ortsveränderungen selbst ausführen können. Zum Beladen von Fahrzeugen genügt dann

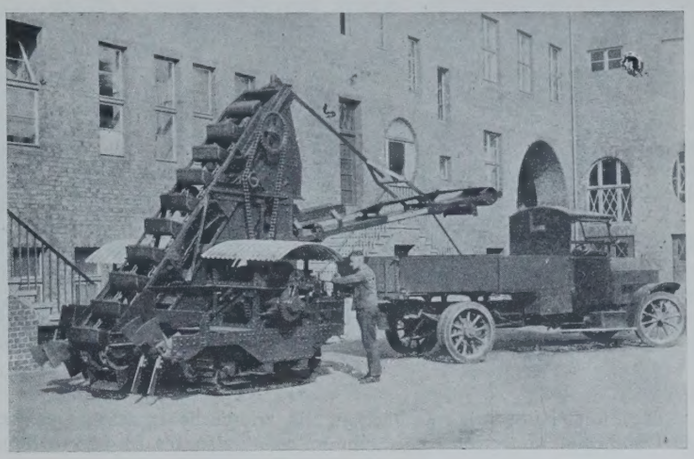


Abb. 13.

1 Mann, während ohne mechanischen Fahrantrieb von Zeit zu Zeit noch einige Hilfskräfte herangezogen werden müssen, die an anderer Stelle wieder fehlen. Wie an allen neueren Becherwerken dient zum Zubringen des Gutes an die Becher (Erde usw.) eine Spirale.

Wenn mit einem Becherwerk harte grobstückige Massengüter (Steine usw.) aufgenommen werden sollen, wird der Schöpfwiderstand der Becher entsprechend größer. Da die Räder des Fahrwerkes den Schöpfwiderstand auf den Boden übertragen, besteht bei Verwendung von Rädern, insbesondere bei den schweren Formen mit dem hohen Eigengewicht und bei wenig tragfähigem Untergrund, die Gefahr des Einsinkens der Räder. Zur Verminderung des spezifischen Flächendruckes und zur Überwindung von Bodenunebenheiten sind auch die Becherwerke mit Raupenbandfahrwerken versehen worden (Abb. 13 [8]). Zum Zubringen von harten, grobstückigen Massengütern an die Becher sind die Zubringerspiralen unterbrochen, so daß die besonderen Zubringer in Form von spiralig und schräg auf der Welle angebrachten Segmenten entstehen. Die Zufuhr an die Becher geschieht in ähnlicher Weise wie mit einer Schaufel. Damit von den Schaufeln und den Bechern die Stücke besser gefaßt werden, können an den Kanten Stahlzinken angebracht werden. Als Sonderformen sind auch die Vereinigungen von Förderband und Becherwerk zu einem Apparat zu betrachten (Abb. 13). Der Ausleger mit dem Förderband ist entweder feststehend oder nach allen Seiten schwenkbar.

Eine solche Vereinigung von Becherwerk und Förderband ist auch der „Heinzelmann-Auflader", über den „Die Bautechnik" 1928, Heft 50, S. 734, bereits Einzelheiten gebracht hat.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Pirnaer Elbbrücke und ihre Verbreiterung 1928.

Von Oberregierungsbaurat **R. Lehnert**, Pirna.

(Schluß aus Heft 51.)

V. Die Verbreiterungsarbeiten.

Mit den Bauarbeiten wurde am 25. Juni — 6 Tage nach dem Zuschlage — begonnen, und zwar von der Copitzer Seite (r. U.) her, wo auf dem der Firma zur Verfügung gestellten Bauplatze oberstromseitig entlang der Brücke die erforderlichen Schuppen, eine Betonmischmaschine (400 l fassender Mischer, 20-PS-Rohölmotor) und ein Aufzugturm am Pfeiler *H* aufgestellt und die Rüsthölzer gerichtet wurden. Die Brücke selbst konnte der beschränkten Platzverhältnisse wegen nur vorübergehend zur Lagerung von Baustoffen, nicht aber zur Aufstellung von Baumaschinen benutzt werden.

Vor Beginn der eigentlichen Bauarbeiten mußte zunächst die unter der Brückenfahrbahn, 50 cm vom alten Fußwegbord entfernt liegende Gasfernleitung der „Gosag", Heidenau, verlegt werden. Nach Übereinkommen mit der Elbtalzentrale der Kraftwerke Westsachsen, die auf der eisenbahnseitigen Straßenhälfte vier 20-kV-Leitungen liegen hatte, konnte die Gasleitung auf der eisenbahnseitigen Straßenhälfte in 1 m Abstand von diesen Kabeln verlegt werden.

Mit den Arbeiten des Aufbruches von Straße und Gangbahn und des Abbruches von Geländer, Stirnmauerwerk usw. wurde am 2. Juli an der Copitzer Rampe begonnen. Den nunmehr erforderlichen wechselweisen Einbahnverkehr (nach den Ausschreibungsbedingungen auf im Maximum 140 m Länge bei mindestens 3 m Breite) regelten städtische Polizeibeamte von einem Beobachtungs- und Richtungstürmchen aus in der üblichen Weise mit Hilfe von grünen und roten Drehscheiben und Lichtern. Der gewaltige Verkehr, der namentlich in den Zeiten des Schichtwechsels der vielen Fabriken des Pirnaer Bezirks vielfach beängstigende Ausmaße annahm, gewöhnte sich sehr bald an die Einschnürung, Wartepausen und die zu vermindernde Fahrgeschwindigkeit (Abb. 12). Trotz der beschränkten Platzverhältnisse auf der Baustrecke ist weder ein ernsthafter Verkehrs- noch Bauunfall eingetreten. Den Fußverkehr auf eine neben

Abb. 12. Verkehrseinschnürung während der Bauarbeiten.

der bestehenden noch besonders einzurichtende Motorbootfähre in Nähe der Brücke zu verweisen, mußte wegen Mangels an geeigneten Fährlandestellen und Zugangswegen oder wegen der sonst erst für die kurze Zeit aufzuwendenden hohen Kosten abgelehnt werden.

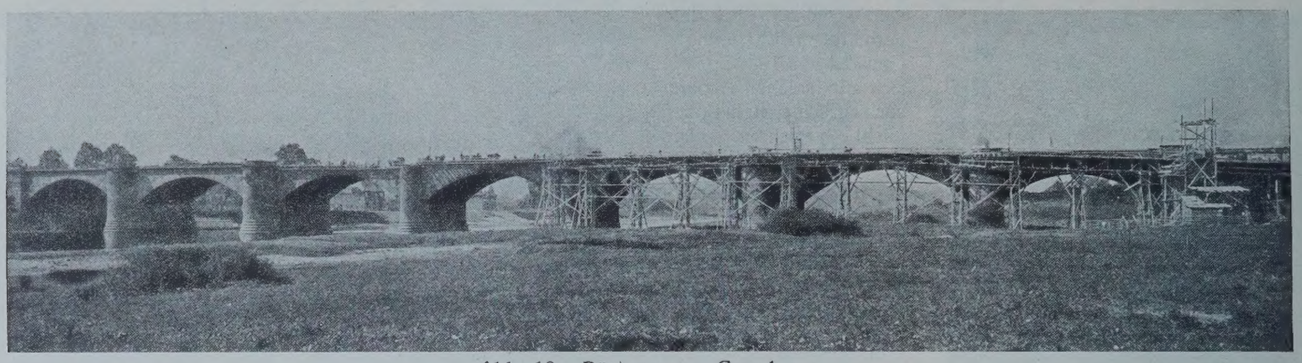


Abb. 13. Rüstung von Grund aus.

Die Firma hatte sich entschlossen, die erforderlichen Rüstungen bei den Landbogen von Grund aufzuführen, damit also bis zu 14,5 m hohe Holzgerüste aufzuführen und nur bei den Bogen über Wasser die schon früher erwähnte Rüstart mit Hilfe von Kragträgern anzuwenden. Sie verzichtete damit von vornherein auf den Vorteil der Zeit- und Geldersparnis, der sich erst bei fortlaufender Anwendung des gleichen Arbeitsvorganges durch die mittlerweile gesammelte Erfahrung und die dadurch mögliche Schematisierung ergibt. Nach ihrer Angabe wäre es nicht möglich gewesen, die erforderliche Anzahl Träger in der kurzen Bauzeit zu beschaffen, anderseits glaubte sie wohl, mit der Verwendung von Holzgerüsten bei der später verwendeten Rüstart mit Hilfe eiserner Konsolträger gegenüber der sehr ungleichmäßigen und starken Durchbiegung bei den Standgerüsten war noch ein besonderer Vorteil des erstgenannten Rüstverfahrens.

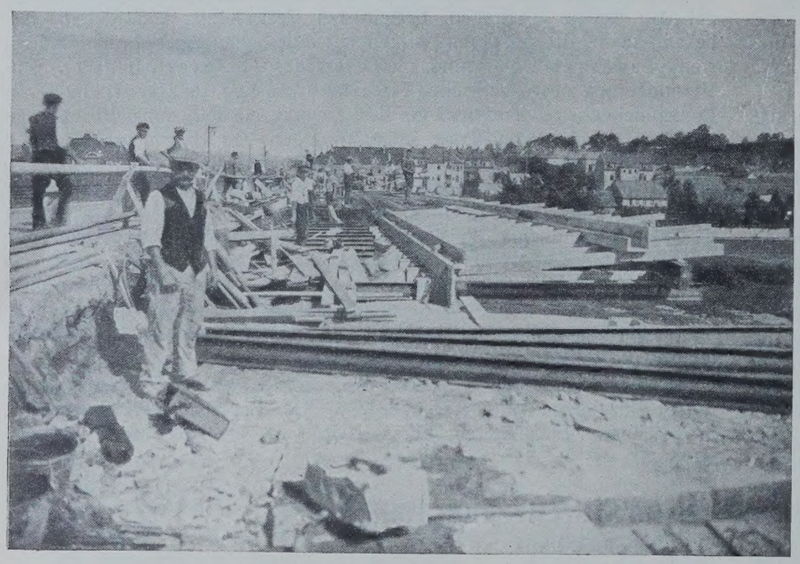


Abb. 14. Rüstung für die Schalung in den Stromöffnungen.

billiger zu kommen. Aber auch die Beschaffung des nötigen Rüstholzes in der kurzen Zeit machte Schwierigkeiten. In der Unmöglichkeit der rechtzeitigen Beschaffung der Rüsthölzer und -eisen und sonstiger Baustoffe soll auch der Grund gelegen haben, weshalb die Firma dem Drängen des Bauamtes, die Bauzeit durch Arbeiten in Doppelschichten wenigstens in den Sommermonaten noch weiter abzukürzen, nicht nachgeben konnte.

Bei den geringeren Rüsthöhen konnten noch einfache Stangengerüste verwendet werden. Bei den letzten vier Landbogen jedoch wurden in Abständen von 9,5 m Gerüstpfeiler aufgeführt, die durch hölzerne, zur Verminderung der Durchbiegung durch Sprengwerke nochmals abgestützte Fischbauchträger verbunden wurden (Abb. 13). Rechnerisch war hierbei die größte Durchsackung zu 1,1 cm ermittelt worden. Tatsächlich betrug sie — jedenfalls infolge der großen Hitze im Juli und August — höchstens 2,7 cm. Die gleichmäßige und wesentlich geringere (1,6 cm) Durchbiegung

Nach Abbruch des Stirnmauerwerkes, Aushub der Baugrube für das Gegengewicht, Wiederaufmauerung der Brückenstirn bis zur erforderlichen Höhe und nach Abgleichung der Unterbauebene für das Gegengewicht wurden die Schalungen versetzt und die Eiseneinlagen für den Beton ausgelegt und abgebunden. An den Treppenpodesten mußten diese Einlagen wesentlich verstärkt werden. Am oberen Podest wurden zwei I B-Träger von 20 cm Höhe mit seitwärts angenieteten ⊏ 16 einbetoniert und an einem besonderen Betonklotz von 6 t Gewicht verankert.

Der Beton (1 : 2,5 : 2,5) wurde in Kippwagen im Aufzugturm hochgefahren und auf einem über der Gegengewichtplatte, später auch über der fertigen Kragplatte hinweggeführten Baugleis verfahren und verteilt. Um den Beton in der Färbung dem Sandsteinmauerwerk anzupassen, wurde in den Ansichtflächen steinmetzartig zu bearbeitender Beton aus Lausitzer Granitsplitt im Mischungsverhältnis 1 : 3 vorgesetzt.

Der Abbruch des Stirnmauerwerks der Strombogen und die Wiederaufmauerung geschah zunächst von der Brücke und von einfachen leichten Hängegerüsten aus. Nach Fertigstellung der Unterbauebene wurden 6,25 m lange Walzträger I 20 in Abständen von je 1,10 m so ausgelegt, daß sie 3 m über die Brückenstirn hinausragten (Abb. 14). Gegen Überkanten wurden sie durch eine vorübergehend aufgebrachte Auflast von 1,3 t/m gesichert. Die Baugrube mußte dieses Gegengewichtes wegen noch um 50 cm verbreitert ausgehoben werden. Auf diesen Kragträgern wurde die Kragplatte eingeschalt. Gegengewicht und Kragplatte wurden auch hier gleichzeitig betoniert. Der brückenwärts der Stirn liegende Teil der I-Träger wurde in das Gegengewicht mit einbetoniert.

In der Kragplatte wurden in Abständen von 2,2 m je zwei Löcher von 5 cm Durchm. nahe der Brückenstirn und der vorderen Plattenkante ausgespart (Abb. 15). Durch diese Löcher wurden Rundeisenbügel geführt, deren untere Enden durch Flacheisen gefaßt und mit Muttern und Gegenmuttern verschraubt wurden. Das Arbeitsgerüst baut sich auf Querbalken auf, die durch diese Rundeisenbügel gesteckt wurden.

Von diesem Arbeitsgerüst aus wurden dann zunächst die eisernen I-Kragträger, die ja nun ihren Zweck erfüllt hatten, autogen abgeschnitten. Dem noch hervorstehenden Endstück des Trägers wurde Beton vorgesetzt; später jedoch wurden fertige und bereits steinmetzartig bearbeitete Vorsatzbetonplatten vorgemauert. Auch die gesamte Steinmetz-Bearbeitung der Ansichtsflächen und der Ausgleich von Unebenheiten und Unregelmäßigkeiten der Kragplatte geschah von diesem Arbeitshängegerüst aus. Nach Beendigung dieser Arbeiten wurde das Hängegerüst in ähnlicher Weise, wie es angebracht worden war, wieder abgebrochen (Abb. 16). Die einzelnen Teile wurden von dem jeweils restlichen Teile des Hängegerüstes aus oder mit Hilfe von Seilen unmittelbar auf die Brücke gezogen. Ein Kahn fischte etwa in den Strom gefallene Holzteile wieder auf. Die mit Hilfe von Eisenrohren ausgesparten Löcher in der Kragplatte wurden mit besonderen abschraubbaren Verschlußkappen versehen.

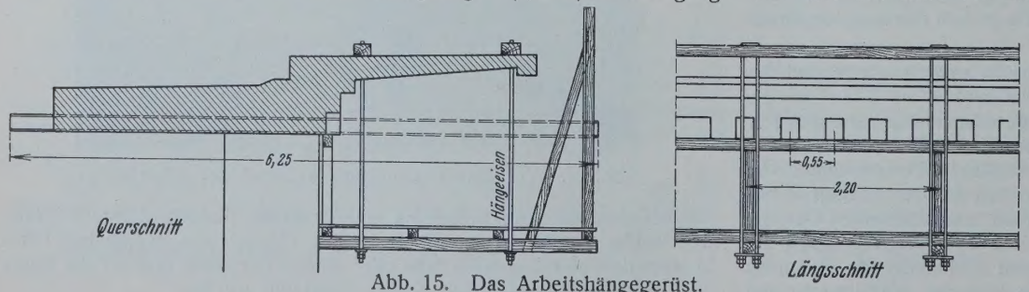


Abb. 15. Das Arbeitshängegerüst.

Dieser ganze Vorgang der Rüstung und Abrüstung und der Bauarbeiten in den Stromöffnungen ging anstandslos vor sich. Der Arbeitsfortschritt war so, daß in einer Woche auf je eine Bogen- und eine Pfeilerlänge von zusammen im Durchschnitt 35 m zunächst das Mauerwerk abgebrochen und wieder aufgemauert und die Träger verlegt wurden. In jeder Woche wiederholten sich dann diese Arbeiten für den folgenden Bogen

mit Pfeiler, und zugleich wurden die Eisenverlegungs- und Betonierungsarbeiten der in der vorigen Woche begonnenen Öffnung mit Pfeiler fertig.

Die Rüstungen entlang der Rampenmauer auf Pirnaer Seite und für die Treppe mit Podesten wurden wieder von Grund auf als einfache Stangengerüste ausgeführt. Der Beton für diese Kragplatte und für die Kragplatten der beiden Bogen auf Pirnaer Seite wurde in einer am Brückenkopf bei der Einmündung der Brückenstraße aufgestellten zweiten Mischanlage hergestellt und von dort aus ebenfalls mit Fördergleiswagen verfahren. Auf diese Weise konnte auch die Kragplatte des von Pirnaer Seite her dritten Bogens erst fertiggestellt werden, ehe mit dem Abbruch des Stirnmauerwerkes des zweiten Bogens begonnen wurde. Die Bauarbeiten über diesen Bogen mußten getrennt voneinander vorgenommen werden, damit eine der beiden Stromöffnungen für den Schiffahrtverkehr offen bleiben konnte, wenn die andere wegen der Gefährdung der Schiffahrt gesperrt werden mußte.

Frühestens 6 Tage nach Beendigung der Betonierungsarbeiten wurden jeweils das Gegengewicht durch doppelten Asphaltfilzbelag und dreimaligen Anstrich isoliert, die Bordschwellen verlegt und der Magerbeton aufgebracht, auf den dann in einer Sandschicht das Kleinpflaster versetzt wurde. Wie schon auf S. 811 erwähnt, mußte die Fahrbahn insgesamt etwas höher gelegt werden, so daß nach Fertigstellung der fußwegseitigen Fahrbahnhälfte auch die bahnseitige noch umgepflastert werden mußte oder umgedreht.

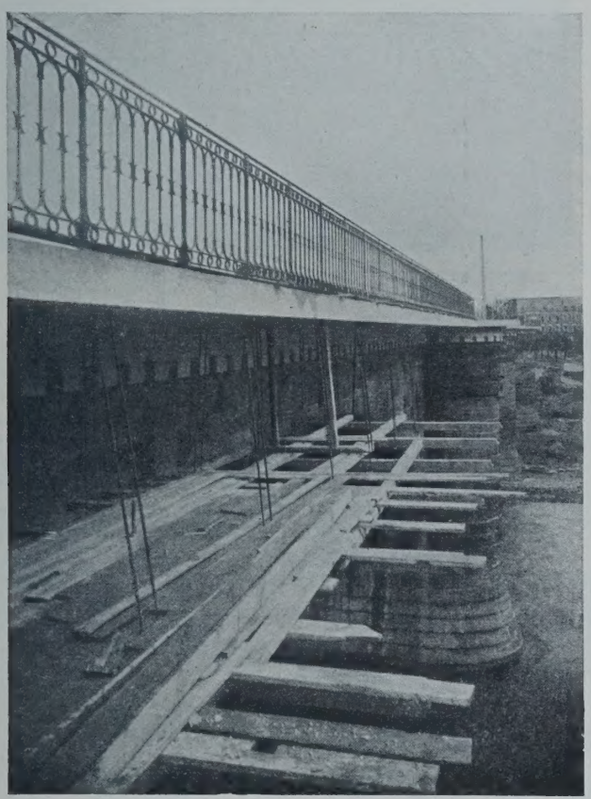


Abb. 16. Abbruch des Hängegerüstes.

Mit der Umpflasterung wurde zugleich das alte halbkreisförmige Sandsteingerinne mit den alten überstehenden Abschlußdeckeln entlang der Trennungsmauer zwischen Straße und Eisenbahn sowie ein Sockelvorsprung dieser Mauer beseitigt. Die Rinne wurde durch ein Pflastergerinne mit befahrbarem Gitter über den Einlaufschächten ersetzt. Durch diese Maßnahmen wurden an nutzbarer Fahrbahnbreite noch rd. 50 cm gewonnen.

Den letzten Putz- und Beräumungsarbeiten voraus gingen noch die Aufbringung eines 2 cm starken Asphaltbelages auf Fußweg, Pfeilern und oberem Treppenpodest, die Aufbringung von Stahlbeton auf den Treppenstufen mit unterem Podest und die Aufstellung des Geländers und der Kandelaber für die Beleuchtung.

Um das Brückenbild möglicht wenig zu verändern, wurde das alte eiserne Geländer wieder verwendet.

Folgende Bauzeitpunkte seien besonders erwähnt:

2. Juli Beginn der Abbrucharbeiten,
27. Juli Beginn der Betonarbeiten,
28. August Beendigung der Eisenbetonarbeiten für die Landbogen,
3. Oktober Beendigung sämtlicher Betonarbeiten.

Am 18. Oktober wurde die gesamte Brückenfahrbahn freigegeben, und die Verkehrsposten, die seit 25. Juni Tag und Nacht auf der Brücke hatten stehen müssen, konnten eingezogen werden. Damit galt der Bau als fristgemäß (bedingungsgemäß bis 18. Oktober) beendet. Das letzte Fußwegstück wurde am 27. Oktober für den Verkehr frei.

Eine eigentliche Probebelastung wurde nicht vorgenommen, da die Kragplatte auf ihre Hauptlänge schon während des Baues als Ablagerungsplatz für Bauschutt und Baustoffe hatte dienen und die schwere Förderbahn hatte tragen müssen. Die Beobachtungen hierbei rechtfertigten den Verzicht auf eine Probebelastung.

Insgesamt wurden an 96 Arbeitstagen 545 m^3 Mauerwerk abgebrochen, 400 m^3 Boden ausgehoben, 660 m^3 Mauerwerk und Magerbeton, 880 m^3 Eisenbeton und 3400 m^2 Kleinpflaster hergestelll. Die Belegschaftstärke betrug im Juli 40, im August 70, September 80, Oktober 50 Mann im Durchschnitt. — Nach der anerkannten Schlußabrechnung betragen die gesamten Baukosten ohne die der Stadt zufallenden Kosten für die neue Beleuchtungsanlage und für verschiedene Nebenarbeiten rd. 195 000 R.-M., wie veranschlagt.

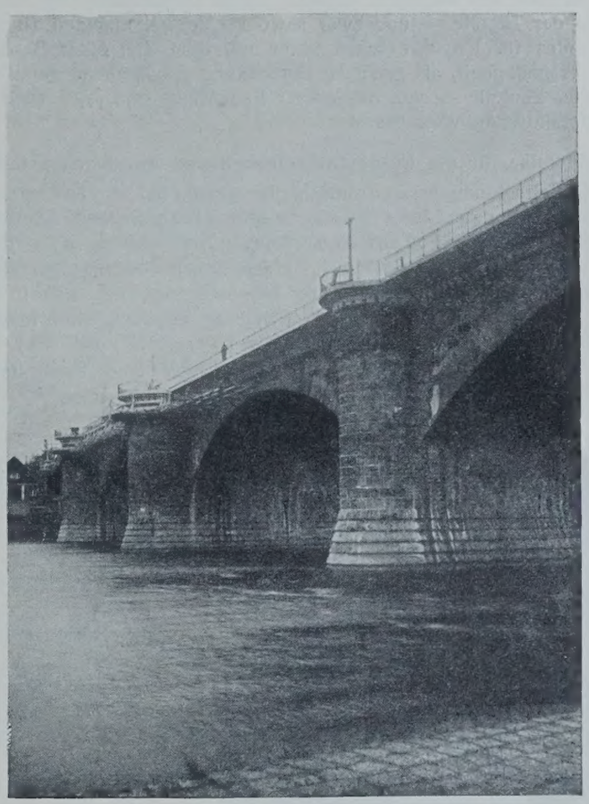


Abb. 17. Die fertige Kragplatte.

VI. Schluß.

Der Verbreiterungsbau paßt sich in seiner einfachen äußeren Form mit der zinnenartigen Begrenzung sehr gut dem alten Brücken- und Stadtbilde an und erfreut sich allgemein beifälliger Beurteilung. Es ist gelungen, alte und neue Bauweise zu harmonischem Zusammenwirken zu verbinden (Abb. 17).

Allerdings waren Zweifel entstanden, ob bei dem ständig steigenden Kraftwagenverkehr, insbesondere nach der Sächsischen Schweiz (Steigerung auf der Elbbrücke seit 1924/25 auf das Dreifache), die durch Auskragung nur um 2 m mögliche Verbreiterung (Gewinn an nutzbarer Breite 2,5 m) zweckmäßig und ob nicht vielmehr eine sofortige Verbreiterung der Brücke von Grund auf richtiger sei.

Eine solche Verbreiterung von Grund aus hätte allerdings gleich für die weitere Zukunft ausreichend vorgenommen werden müssen und würde wenigstens das Zehnfache der jetzigen Verbreiterung gekostet haben. Durch Ersparung von Bauzinsen würde sich die Auskragung also selbst für den Fall bezahlt gemacht haben, daß sie schon in wenigen Jahren durch eine Verbreiterung von Grund auf würde ersetzt werden müssen. Die Hinausschiebung eines solchen Neubaues hat aber weiter den Vorteil, daß der Bau dann besser der heute noch nicht absehbaren Entwicklung des Straßenverkehrs angepaßt werden kann. Die viel umstrittenen Fragen des Ausbaues des Straßennetzes nach und in der Sächsischen Schweiz, des Neubaues von Elbuferstraßen und neuen Elbbrücken bei Pillnitz, Pratzschwitz usw. hängen eng hiermit zusammen.

Nach alledem war die Verbreiterung der Brücke durch Auskragung wohl als die zur Zeit einzig richtige Lösung anzusehen.

Alle Rechte vorbehalten.

Druckverteilung im Baugrunde.

IV. Spannungsverteilung an der Sohlfläche von Gründungskörpern.

Von Prof. Dr.-Ing. **F. Kögler,** Freiberg, Sa., und Regierungsbaumeister Dr.-Ing. **A. Scheidig,** Moskau.

(Fortsetzung aus Heft 18, S. 268.)

Berichtigung: Formel 30 in der „Bautechnik" 1929, Heft 18, S. 272 soll richtig heißen: $\sigma_m = \frac{3\,p_o}{\alpha} \cdot (1 - \cos \varphi_r) \cdot \left(1 - \beta \cdot \operatorname{tg} \frac{\varphi_r}{2}\right)$.

Sowohl für die Frage nach der Druckverteilung im Untergrund unter einer örtlichen Last, wie auch nach der Beanspruchung des Lastübertragungskörpers selbst spielt die Kenntnis der Druckverteilung unmittelbar unter der Sohlfläche der Last, die „Sohldruckverteilung", eine entscheidende Rolle. Deren Gesetze sind aber heute noch ziemlich unbekannt und unerforscht. Es ist bereits an anderer Stelle kurz darauf hingewiesen worden, daß die neuen Erkenntnisse, soweit solche vorliegen, von den bisher üblichen Annahmen erheblich abweichen, da der Sohldruck auch unter einer starren Platte sich nicht gleichmäßig, sondern ungleichmäßig verteilt[38]).

In diesem Aufsatze sollen die neuen Erkenntnisse auf diesem Gebiet etwas eingehender dargestellt werden, da sie als Grundlage für die Weiterbildung der Theorie — und zwar sowohl einer allgemeinen Theorie des Baugrundes im Engeßerschen Sinne mit dem Ziel einer Bestimmung seiner Tragfähigkeit, als auch der Berechnung durchgehend auf Baugrund gestützter Bauteile — von besonderer Bedeutung sind, also auch erheblichen praktischen Wert besitzen.

A. Beweise für die Ungleichförmigkeit der Sohldruckverteilung.

Die Betrachtungen seien zunächst beschränkt auf starre Lastkörper, die eine Schüttung auf ihrer Oberfläche örtlich beanspruchen. Die bisherige Anschauung, daß die Bodenreaktion gleichförmig stattfinde ($p_m = p_o$), trifft nicht zu. Diese besitzt vielmehr einen hohen Größtwert in der Mitte und wird am Rande zu Null. Die Möglichkeiten, die sich in diesem Falle für die Form der Sohldruckverteilung ergeben, sind in Abb. 44 dargestellt. An die Stelle des Rechtecks ($p_o = Q : F$) tritt eine Parabel ($p_m = 2\,p_o$), ein Dreieck ($p_m = 3\,p_o$), oder gar eine Pfeilspitze oder „Glocke" ($p_m > 3\,p_o$) mit nach innen gekrümmten Flanken.

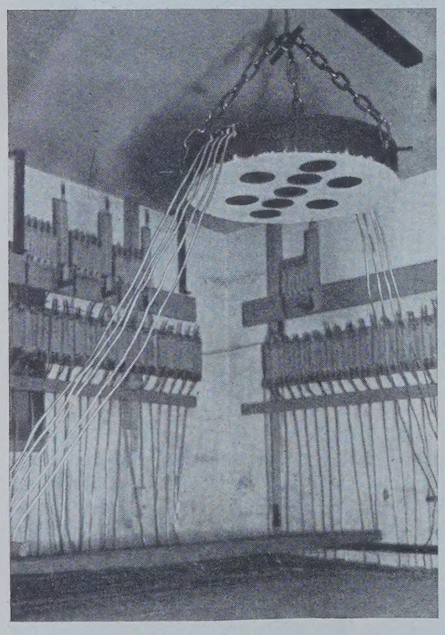


Abb. 45. Lastplatte mit eingebauten Meßdosen.

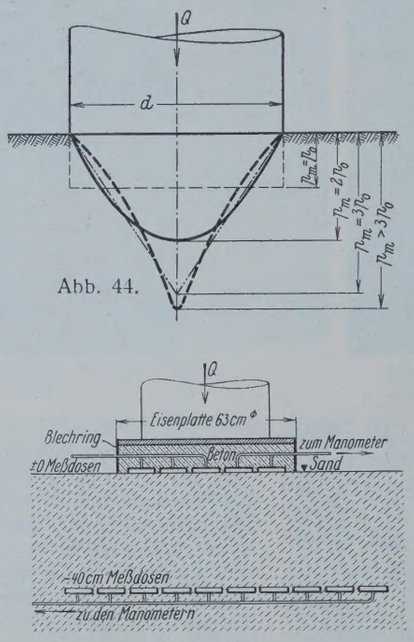


Abb. 44. Abb. 46.

Welche Verteilung sich einstellt, hängt in erster Linie von der Größe der Lastfläche, sodann aber auch von der Stärke der Belastung, der relativen Dichte der Schüttung und der inneren Reibung ab. Diese Einflüsse sollen später noch im einzelnen untersucht werden. Zunächst mögen qualitativ die Beweise für die Ungleichförmigkeit allgemein angeführt werden.

1. Auf S. 207 des Aufsatzes II. („Bautechnik" 1928, Heft 15) ist der Nachweis in elementarer Form erbracht, daß unter Voraussetzung der Gültigkeit des Superpositionsgesetzes die bei den Messungen in einer gewissen Tiefe erhaltenen Ergebnisse nur rechnerisch gefunden werden können, wenn man eine dreieck- oder parabelförmige Verteilung des Sohldruckes annimmt.

[38]) „Bauingenieur" 1926, Heft 6, S. 101; „Beton u. Eisen" 1926, Heft 6, S. 120; Scheidig: Die Verteilung senkrechter Drücke in Schüttungen. Dissertation, Freiberg 1926.

2. Wenn man von den Messungen in verschiedenen Tiefen aus (Darstellung der Versuchsergebnisse, Abb. 13 bis 16, in 60, 50, 40, 30, 20, 10 cm Tiefe) nach oben hin extrapoliert, kommt man ebenfalls zu einer ungleichförmigen Druckverteilung, die in Abb. 15 u. 16 bereits eingezeichnet ist.

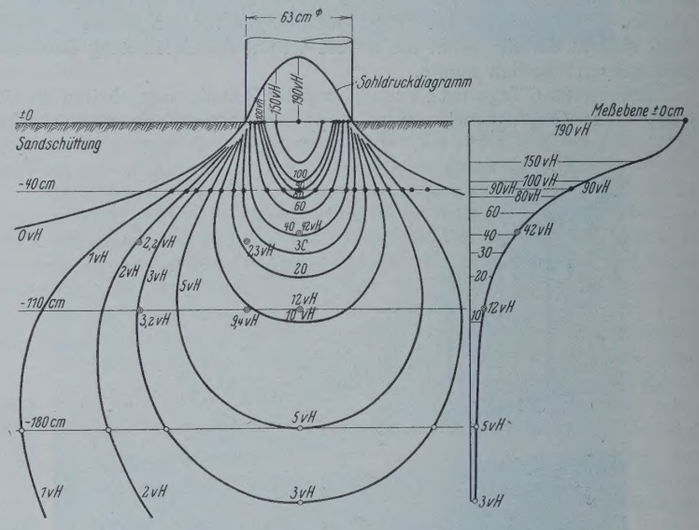


Abb. 47. Druckverteilung nach der Breite und Tiefe.

3. Die Ungleichförmigkeit der Sohldruckverteilung ist von den Verfassern durch Messungen unmittelbar in der Sohlfläche nachgeprüft und festgestellt worden. Die Versuchsapparatur ist in Abb. 45 und 46 wiedergegeben. Der Belastungskörper besteht aus einer Betonplatte von 63 cm Durchm., in die 9 Meßdosen einbetoniert sind; der Druck in ihnen wird durch Ruhedruckmanometer gemessen. Gleichzeitig ist der Druck an 150 Stellen in 40 cm Tiefe gemessen (Apparatur vgl. auch Abbild. 11 u. 12). Die Ergebnisse sind in Abb. 47 dargestellt, und zwar sind dort sowohl die Messungen unmittelbar unter der Lastsohle selbst, wie auch diejenigen in 40 cm Tiefe verzeichnet. Beide stimmen recht gut überein und bilden eine wertvolle Ergänzung der früheren Ergebnisse.

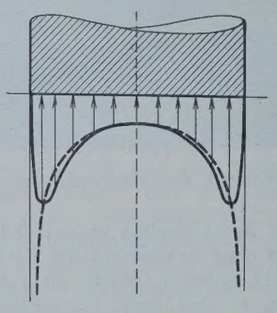


Abb. 48.

Das Diagramm der Sohldruckverteilung weist einen Mittendruck $p_m = 1{,}9\,p_o$ auf, am Rande wird dagegen die Spannung gleich Null. Die Ungleichförmigkeit der Sohldruckverteilung ist damit für Schüttungen auch einwandfrei durch den Versuch bestätigt.

Die Sohldruckverteilung eines Lastkörpers auf einer Schüttung steht damit im offensichtlichen Gegensatze zu der Spannungsverteilung an der Sohlfläche eines starren, kreisrunden Lastkörpers, der einen festen elastischen Körper auf seiner Oberfläche beansprucht. Nach der Theorie des elastisch-isotropen Halbraumes, die von Boussinesq, Föppl und neuerdings wieder von Schleicher[39]) behandelt worden ist, besitzt sie beim festen Körper theoretisch die in Abb. 48 gestrichelt gezeichnete Gestalt und wird nach Schleicher praktisch die ausgezogene Form annehmen.

Der feste Körper reagiert also ganz anders als die Schüttung. Die Sohldruckverteilung ist bei ihm gerade umgekehrt: ein hoher Größtwert am Rande und ein Mindestwert in der Mitte!

[39]) Zur Theorie des Baugrundes. Bauingenieur 1926, Heft 48 u. 49.

B. Erklärung der Erscheinungen.

1. Auf Grund der Formänderungen.

Eine Erklärung der Eigenart der Verteilungsgesetze für den Sohldruck beim körnigen Boden ergibt sich zunächst aus den Formänderungen.

Belastet man eine Schüttung auf ihrer Oberfläche, so setzt eine Kornbewegung ein, die in Abb. 49 [40]) dargestellt ist. Die Körner in der Nachbarschaft des Randes weichen seitlich aus und können daher wenig oder keinen Druck übertragen, so daß der Hauptteil der Bodenreaktion von der Mitte gestellt werden muß.

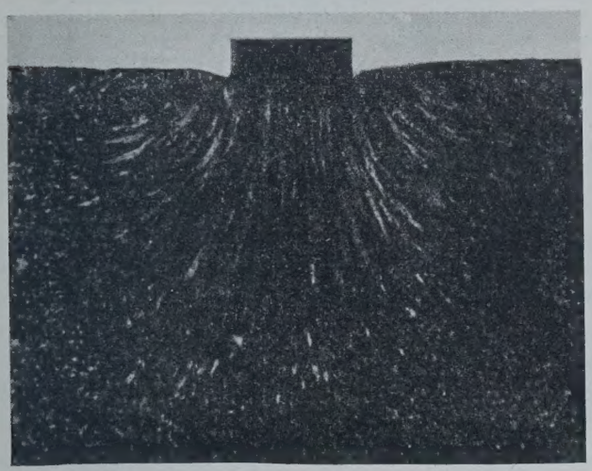


Abb. 49. Bodenbewegung unter einsinkender Last.

Die Nachgiebigkeit der Bodenteilchen unter dem Rande des Lastkörpers macht sich natürlich ganz besonders stark bemerkbar, wenn der Lastkörper auf der Oberfläche des Bodens aufsitzt. Sie tritt zurück, wenn um die Last herum noch eine gewisse Bodenaufschüttung vorhanden ist, d. h., wenn der Baukörper in größerer Tiefe gegründet ist. Dann ist das Ausweichen der Teilchen nach der Seite und nach oben hin erschwert, die Druckverteilung wird also gleichmäßiger werden.

Der Charakter der Sohldruckverteilung hängt also wesentlich von den „Randbedingungen" ab, worauf noch eingegangen werden wird. Daß der Bodenwiderstand am Rande tatsächlich kleiner ist als in der Mitte, zeigt klar und anschaulich ein Versuch, der in Abb. 50 dargestellt ist. Die acht Belastungselemente erhalten infolge der gewählten Lastübertragung genau gleiche Drücke. Die Einsenkungen der einzelnen Klötze wachsen von der Mitte nach dem Rande hin, weil der Widerstand des Bodens dort geringer ist als in der Mitte. Er hat am Rande die Möglichkeit, nach der unbelasteten Seite hin auszuweichen, auch wenn dies in der Hauptsache nur elastisch geschehen sollte. Vor allem kommt aber noch hinzu, daß die Bodenteilchen unter dem Lastkörper, wenn sie sich senken wollen, mit den außerhalb der Sohlfläche liegenden in keiner Weise durch Zug- oder Schubfestigkeit verbunden sind; ihre Bewegung nach unten ist also besonders leicht möglich.

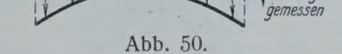


Abb. 50.

Der körnige Boden steht damit im schroffen Gegensatze zum festen Körper; denn bei diesem wird infolge der zug- und schubfesten Verbindungen aller Teile der Ring außerhalb der Lastfläche gezwungen, an deren Einsenkung teilzunehmen. Es leuchtet hiernach ein, daß infolgedessen die Spannungen im festen Körper am Rande des Lastkörpers besonders hoch werden müssen und daß eine besonders hohe Beanspruchung auf Schub auftritt. Außerdem verhindert die Ringzugfestigkeit des festen Körpers in der Zone um den Lastkörper herum das Ausweichen der vom Lastkörper gedrückten Teile nach der Seite hin.

Während also dem festen Körper zur Aufnahme der örtlichen Last sowohl seine Druckfestigkeit, wie auch in erheblichem Maße neben ihr und sie unterstützend seine Zug- und Schubfestigkeit zur Verfügung steht, kann ein körniger Boden nur tragen auf Grund seiner druckfesten Lagerung und der Mitwirkung einer gewissen inneren Reibung.

Dieser grundlegende Unterschied im Material läßt alle Hoffnung, die Gesetze des körnigen Baugrundes am elastischen isotropen Halbraum studieren zu wollen, wie es Schleicher (Fußnote [39]) versucht hat, zunichte werden. Eine zukünftige Baugrundtheorie wird sich nur im Anschluß an tastende Versuche und daran anschließende Arbeitshypothesen entwickeln können, die den festigkeitsmechanischen Eigenschaften des schüttigen Materials entsprechend Rechnung tragen.

[40]) Aufnahme hinter einer Glaswand. Von Strohschneider. Vgl. auch Aufsatz II., Abb. 20.

2. Auf Grund der Erddrucktheorie.

Die Ungleichförmigkeit der Sohldruckverteilung leitet Pihera [41]) ab mit Hilfe der Drucklinienfelder, die aus der Rankineschen Erddrucktheorie gewonnen sind. Wenn seine Ableitungen auch nicht unbedingt beweiskräftig sind, so können sie doch als zweckmäßige Arbeitshypothese bezeichnet werden, weil sie qualitativ mit den Versuchen im Einklang stehen. Sie bewegen sich allerdings ausschließlich im Bereiche „Formänderungen durch Auftrieb", setzen also Drücke voraus, die in der Praxis nicht auftreten, rechnen ferner mit dem „Reibungswinkel", einer ebenso unbestimmbaren und nicht konstanten, also auch nicht verwendbaren Größe, wie etwa die „Bettungsziffer". Deshalb ist den zahlenmäßigen Auswertungen gegenüber eine gewisse Vorsicht am Platze.

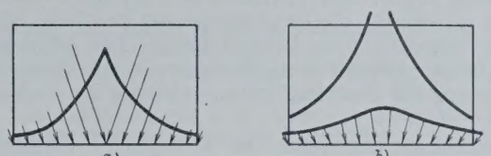


Abb. 51.

Das amerikanische Track Commitee [42]) hat schon im Jahre 1920 versucht, für die Art der Spannungsverteilung in Schüttungen an der Sohlfläche von Holzschwellen (quer zur Längsachse) eine theoretische Erklärung mit Hilfe der Rankineschen Theorie zu geben. Es werden die an der Sohlfläche auftretenden konjugierten Spannungen ermittelt und unter Annahme eines Reibungswinkels zwischen Boden und Schwelle die höchste zulässige Last ermittelt, die die Lastfläche aufnehmen kann, ohne daß ein Gleiten eintritt. Abb. 51 zeigt die auf diesem Wege gefundenen Druckverteilungsdiagramme.

Die Verfasser halten diese Wege zur quantitativen Ermittlung der Verteilung der Bodenreaktion für wenig aussichtsreich, da nicht alle Einflüsse berücksichtigt werden und da der Reibungswinkel in praktischen Fällen doch nicht bekannt ist; außerdem ist dieser sicher keine Konstante, sondern von vielen Faktoren abhängig und an verschiedenen Stellen der Sohlfläche verschieden groß.

Jedenfalls führen aber auch diese Betrachtungen beide zur ungleichförmigeu Sohldruckverteilung.

C. Der Einfluß des Randes bei Schüttungen.

Die Art der Sohlverteilung bei Schüttungen hängt wesentlich von den Randbedingungen ab. Stellen wir uns eine in allen Richtungen unendlich große Lastplatte vor, so verschwindet der Einfluß des Randes, und es muß gleichförmige Sohldruckverteilung eintreten. Für einen endlich breiten, aber unendlich langen Laststreifen bestehen nnr Ausweichmöglichkeiten in einer Richtung (quer zur Achse), so daß die Ungleichförmigkeit der Verteilung, die in der Größe p_m des Mittendruckes ihr Maß hat, geringer sein wird, als bei allseitig endlichen Kreislastplatten, bei denen die Ausweichmöglichkeiten nach allen Seiten vorhanden, die Sohldruckverteilung daher am ungleichmäßigsten sein muß. Damit kommen wir den Erscheinungen auch quantitativ näher.

Ist in Abb. 44 der Durchmesser d sehr klein, so ist die Druckverteilung $p_m > 3\,p_o$ am wahrscheinlichsten; wird d unendlich groß, so wird $p_m = p_o$. Damit sind die Erscheinungen in Abhängigkeit von der Flächengröße in zwei Grenzen eingeschlossen. Über die Gesetzmäßigkeit im nächsten Abschnitt!

Bei mittelgroßen Platten wird sich in der Mitte eine möglichst gleichförmige Druckverteilung einzustellen suchen, soweit die Randbedingungen das zulassen (vgl. Abb. 53d). Zum Vergleich mag die Geschwindigkeit des fließenden Wassers in Rohrleitungen herangezogen werden. Ist das Rohr sehr eng, so sind die Geschwindigkeiten im Querschnitt wegen des Einflusses der Wandreibung sehr ungleichmäßig, weil die Randbedingungen das Bild des Geschwindigkeitsdiagrammes beherrschen. Ist das Rohr sehr weit, so herrscht im größten Teile nahezu gleichförmige Geschwindigkeit, weil der Einfluß des Randes stark zurücktritt (vgl. Abb. 52). Dieser Vergleich dürfte vielleicht auch den Weg zu einem mathematischen Ansatz ermöglichen, wenn der Einfluß des Randes sich auf Grund von Versuchsunterlagen einmal zahlenmäßig wird ausdrücken lassen.

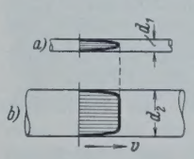


Abb. 52.

[41]) Pihera, Druckverteilung, Erddruck, Erdwiderstand, Tragfähigkeit. Wien 1928.

[42]) Proceedings, Am. Soc. Civ. Eng. Pap. a. Disc. 1920, S. 259.

D. Zahlenwerte und Gesetzmäßigkeiten für die Sohldruckverteilung.

1. Starre Lastkörper.

a) Abhängigkeit der Sohldruckverteilung von der Größe p_o.

Bleibt p_o innerhalb des Bereiches „Bodenverdrängung durch Verdichtung", nehmen die Senkungen also bei Steigerung der Last mit dieser stetig zu und gehen die Kornbewegungen vorwiegend nach unten und nach der Seite vor sich, so hat das Sohldruckdiagramm bei kleineren kreisrunden oder streifenförmigen Lastflächen (d bzw. b zwischen 0,3 und 1,0 m) eine parabelähnliche Gestalt, die von der Größe der Belastung nahezu unabhängig ist (vgl. den nächsten Abschnitt b).

Steigt p_o aber so weit, daß „Auftrieb" eintritt und die Kornbewegungen seitlich und nach oben gerichtet sind, so macht sich der Einfluß des Randes wieder in besonderem Maße bemerkbar, indem die ihm benachbarten Teile der Lastfläche infolge der Nachgiebigkeit des Baugrundes besonders wenig tragen, also gewissermaßen versagen. Sie können nur wenig Druck aufnehmen; die inneren Teile der Lastfläche erhalten demgemäß mehr Lastanteil, d. h. höheren Druck. Das Sohldruckdiagramm geht beim „Bruch" plötzlich in die Pfeilspitzen- oder Glockenform über, d. h. Verringerung der Ordinaten außen, Erhöhung der Ordinaten innen: $p_m > 3\,p_o$.

Die Erscheinung wird durch die vorliegenden Versuchsergebnisse bestätigt (vgl. hierzu „Die Bautechnik" 1927, Heft 29, S. 419, Versuche in Pennsylvanien).

Die Abb. 1 stellt also, wenn d = konst. = 0,3 bis 1,0 m, die verschiedenen Phasen der Sohldruckverteilung bei wachsender Last dar.

b) Abhängigkeit der Sohldruckverteilung von der Größe der Lastfläche.

Kreislastflächen. Die Versuche haben innerhalb des stetigen Formänderungsbereiches (für die Versuchsfälle etwa $p_o = 0{,}25$ bis 1,0 at) folgende Abhängigkeit des Mittendruckes p_m von der Größe der Kreislastplatte ergeben:

$d_1 = 34$ cm ϕ	$p_m = 2{,}5\,p_o$
$d_2 = 45$ cm ϕ	$p_m = 2{,}3\,p_o$
$d_3 = 63$ cm ϕ	$p_m = 1{,}9\,p_o$
$d_4 = 100$ cm ϕ	$p_m = 1{,}6\,p_o$.

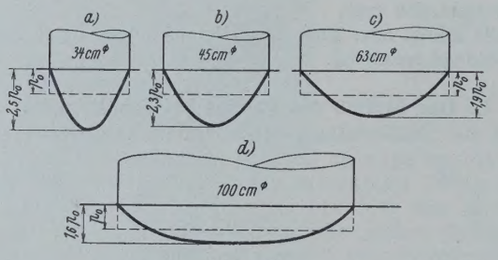


Abb. 53.

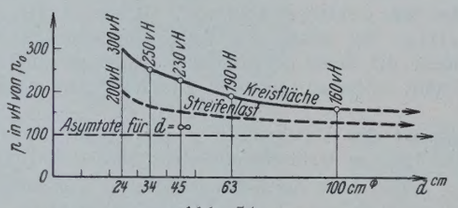


Abb. 54.

(Vgl. die Darstellung in Abb. 53 u. 54.) Für $d = \infty$ wird, wie schon erwähnt, $p_m = p_o$. Die 100 %-Linie ist also die Asymptote für den Außendruck.

Es sei betont, daß diese Ergebnisse sich auf die früher beschriebenen Versuchsverhältnisse beziehen. Wenn die mitgeteilten Zahlen daher keine absoluten Werte darstellen, so geben sie doch ein anschauliches Bild und auch einen quantitativen Anhalt zur Beurteilung der bisher wenig geklärten Sohldruckverteilung unter Kreislastflächen auf Schüttungen.

Streifenlasten. Es wurde bereits erwähnt, daß der Höchstwert der Sohldruckverteilung unter Streifenlasten geringer sein wird als unter Kreislastflächen, weil der Einfluß des Randes geringer wird. Auf Grund einfacher mathematischer Beziehungen gilt für das Sohldruckdiagramm:

Form	Kreislastplatte	Streifenlast
Rechteck	$p_m = p_o$	$p_m = p_o$
Parabel	$p_m = 2\,p_o$	$p_m = 1{,}5\,p_o$
Dreieck	$p_m = 3\,p_o$	$p_m = 2\,p_o$
Glocke	$p_m > 3\,p_o$	$p_m > 2\,p_o$.

In Abb. 55 sind amerikanische Versuchsergebnisse für eine Streifenlast wiedergegeben, die einen Höchstwert p_m von etwa $2{,}5\,p_o$ (Glocke) bei $b = 24$ cm ergeben haben. Wieweit p_m durch die Größe von p_o (vgl. Abschn. a) beeinflußt ist, kann nicht genau festgestellt werden; doch ist bis zum „Auftrieb" belastet worden.

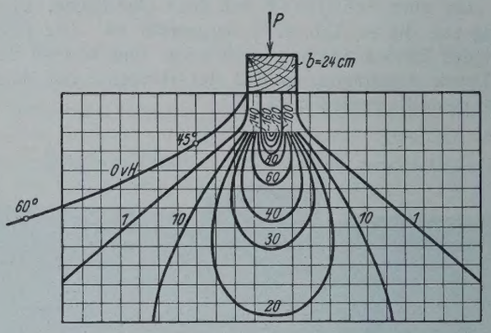


Abb. 55.

Die Abhängigkeit des Mittendruckes p_m von der Streifenbreite ist natürlich ähnlich wie bei Kreislastflächen und ergibt sich dementsprechend (vgl. Abb. 54).

c) Die Sohldruckverteilung bei exzentrischer Belastung.

Nachdem durch die bisherigen Versuche und Betrachtungen die Sohldruckverteilung ihrem Wesen nach erkannt ist, kann man aus einem Ver-

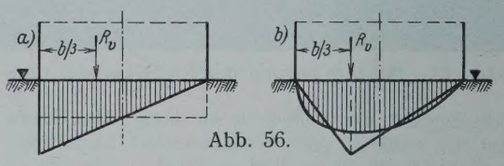


Abb. 56.

such mit exzentrischer Belastung, bei dem die Spannungsverteilung in 40 cm Tiefe gemessen wurde, auf die Form des Sohldruckes schließen. Die wahrscheinlichste Form ist in Abb. 56 wiedergegeben.

2. Elastische Lastplatten.

Es liegen bisher zu wenig Versuche vor, um bereits Gesetzmäßigkeiten und Zahlenwerte verläßlich angeben zu können. Die Versuchsergebnisse und Beobachtungen der Verfasser sind im I. Aufsatz unter „Versuchsergebnisse für größere Belastungsflächen: Einfluß der Plattensteifigkeit" mitgeteilt, die für die Beurteilung des Problems einen ersten Anhalt geben können. Ganz allgemein gilt natürlich, daß elastische Platten mit konzentrierter Last in Plattenmitte oder am Rande eine noch ungleichmäßigere Druckverteilung haben als gleich große starre Platten.

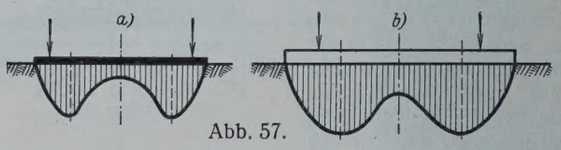


Abb. 57.

Abb. 57 zeigt den Einfluß der Platten- bzw. Schwellenverbiegung auf die Sohldruckverteilung bei Randbelastung besonders deutlich. Die Versuche der Verfasser mit Kreisplatten stimmen mit denen des „Am. Track Commitee" für Schwellen recht gut überein.

Für den in der „Bautechnik" 1927, Heft 31, Abb. 18a beschriebenen Versuchsfall der mittigen Belastung einer kreisrunden elastischen Eisenplatte durch eine Einzellast liegt eine rechnerische Lösung von Föppl[43]) vor. In Abb. 58 ist die Sohldruckverteilung a) gleichförmig, b) nach Föppl, c) dreieckig, d) nach unserem Versuch dargestellt. Daraus geht hervor, welch unzutreffende Ergebnisse die Berechnung mit der „Bettungsziffer" (auf Grund der Theorie gleichmäßig elastisch gestützter Platten) bei ihrer Anwendung auf den Baugrund liefert, liefern muß, weil die Voraussetzung, daß sich die einzelnen Punkte unabhängig voneinander und proportional zur Pressung senken, eben nicht zutrifft.

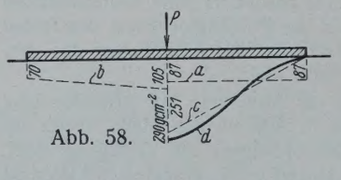


Abb. 58.

Zu dieser wichtigen Frage bleibt eine Stellungnahme vorbehalten.

[43]) Vorlesungen Bd. V; S. 112 ff. Leipzig 1907; hierzu Schleicher, „Beton u. Eisen" 1925, Heft 22, S. 367.

Vermischtes.

Berechnung der eisernen Brücken der Privateisenbahnen des allgemeinen Verkehrs. (Erlaß des Reichsverkehrsministers vom 20. August 1929 — E. II. 22. Nr. 4122.)

In Abänderung meines Erlasses vom 26. Juli 1926 — E. II. 22. Nr. 2095[1]) — will ich mich auf Antrag des Verbandes Deutscher Verkehrsverwaltungen damit einverstanden erklären, daß von einer Einzelnachrechnung der Tragfähigkeit der Hauptträger eiserner Brücken im allgemeinen abgesehen werden kann, soweit sie statisch bestimmte Balkenträger bis 30 m Stützweite sind und seinerzeit für den Lastenzug von 1895 oder für einen schwereren berechnet wurden. Vorausgesetzt wird hierbei, daß die Nachprüfung der ursprünglichen Berechnung durch einen Sachverständigen ordnungsgemäß erfolgt ist. Voraussetzung ist ferner, daß auf Brücken ohne durchgehende Gleisbettung etwa vorhandene Schienenstöße beseitigt werden.

Der Privatbahnaufsicht bleibt indes das Recht vorbehalten, in zweifelhaften Fällen auch für die Brücken bis 30 m Stützweite eine Einzelnachrechnung zu verlangen.

Die Tragfähigkeit der Anschlüsse der Fahrbahnlängsträger, die bei älteren Bauwerken oft erhebliche Mängel aufweisen, ist bei allen Brücken nachzuprüfen.

I. A.: Knaut.

Der vorstehend angezogene Erlaß des Reichsverkehrsministers vom 26. Juli 1926 — E. II. 22. Nr. 2095 — über die Berechnung der Brücken der Privateisenbahnen des allgemeinen Verkehrs enthält folgende Bestimmungen:

1. Vorhandene Brücken.

a) Hauptbahnen. Die Brücken sind unter Annahme eines Lastenzuges nachzurechnen, der sich aus zwei der schwersten auf der Strecke verkehrenden Lokomotiven und ein- oder zweiseitig angehängten Güterwagen mit den in Abb. 1 dargestellten Achslasten und Abmessungen zusammensetzt. Sollte die Beschaffung schwererer Lokomotiven in Aussicht genommen sein, so sind im Lastenzuge deren Werte in Rechnung zu stellen.

Hierbei ist angenommen, daß das in Rechnung gesetzte Gewicht der Lokomotiven über den in § 16 Abs. 1 der Eisenbahnbau- und Betriebsordnung gegebenen Wert hinausgeht, mindestens aber diesen erreicht.

b) Regelspurige Nebenbahnen. Die Nachrechnung der Brücken hat nach einem Lastenzuge zu erfolgen, der aus der schwersten auf der betreffenden Bahn verkehrenden Lokomotive und aus einseitig angehängten Güterwagen von den in Abb. 1 gegebenen Werten besteht. Soweit die baldige Einführung schwererer, innerhalb der Vereinigung der Privateisenbahnen typisierter Lokomotiven in Aussicht steht, ist die Nachrechnung nach einem Lastenzuge durchzuführen, der sich aus einer Lokomotive von den in Abb. 2 dargestellten Achslasten und Abmessungen und aus einseitig angehängten Güterwagen der Abb. 1 zusammensetzt.

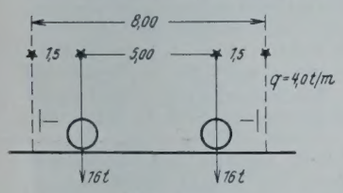


Abb. 1.

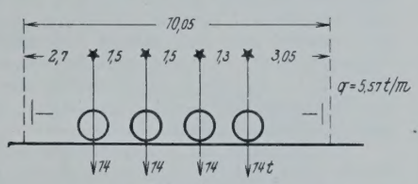


Abb. 2.

c) Schmalspurige Bahnen **mit** Rollbock- oder Rollwagenbetrieb. Wenn auf den schmalspurigen Bahnen Fahrzeuge der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft durch Rollböcke oder Rollwagen befördert werden, so ist der Lastenzug zusammenzusetzen aus der schwersten auf der Strecke verkehrenden Lokomotive und einseitig angehängten Güterwagen der Abb. 1. Den Güterwagen sind hierbei die Gewichte der Rollböcke oder Rollwagen zuzuschlagen.

d) Schmalspurige Bahnen **ohne** Rollbock- oder Rollwagenbetrieb. Die Brücken dieser Bahnen sind nur nachzurechnen, wenn die Ergebnisse der Brückenprüfungen oder andere besondere Anlässe es erfordern. In diesem Falle sind der Nachrechnung die auf der Strecke wirklich verkehrenden Lasten zugrunde zu legen.

2. Neue oder zu erneuernde Brücken.

a) Haupt- und vollspurige Nebenbahnen. Die Brücken sind nach dem vollständigen Lastenzug G der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft (vgl. Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken — B. E. — der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft, Ausgabe 1925, S. 17) zu entwerfen.

b) Schmalspurige Bahnen **mit** Rollbock- oder Rollwagenbetrieb. Wie bei 1c).

c) Schmalspurige Bahnen **ohne** Rollbock- oder Rollwagenbetrieb. Für den Entwurf sind die auf der Strecke vorgesehenen schwersten Fahrzeuge bzw. Züge anzunehmen.

3. Allgemeines.

Der Nachrechnung bestehender Brücken und dem Entwurf neuer Brücken sind — abgesehen von den Lastenzügen — die B. E. zugrunde zu legen. In bezug auf die Stoßziffern verbleibt es vorläufig bei den durch die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft festgesetzten Zahlen (vgl. B. E., S. 18). Die Schweißung der Schienenstöße auf Brücken und die Anwendung der dafür vorgesehenen ermäßigten Stoßziffern ist zu empfehlen. Im übrigen wird auch auf die für das Nachrechnen bestehender Brücken gegebenen erleichternden Bestimmungen hingewiesen (vgl. B. E., S. 50 ff.).

Für Bahnen von geringerer Verkehrsbedeutung behalte ich mir Erleichterungen nach Antrag der Privatbahnaufsicht vor.

I. A.: Gutbrod.

[1]) Der wesentliche Inhalt dieses Erlasses ist weiter unten wiedergegeben.

Preisaufgabe der Akademie des Bauwesens in Berlin aus dem Gebiete des Eisenbetonbaues. Das nach der Preisaufgabe vom 22. März 1929, betr. Eisenbetonbau (vgl. „Bautechnik" 1929, Heft 16, S. 249) zu berufende Preisgericht ist nunmehr gebildet. Ihm gehören unter dem Vorsitz des Herrn Ministerialdirektors Dr.-Ing. ehr. Gährs folgende Herren an: Grube, Dr.-Ing. Ellerbeck, Prof. Dr.-Ing. Gehler, Prof. Dr.-Ing. Hertwig, Dr.-Ing. A. Hüser, Prof. Dr.-Ing. Mörsch, Dr.-Ing. Nakonz, Prof. Spangenberg, Hertlein und Prof. Geßner.

Behandlung von frischem Beton mit einer Bitumen-Emulsion. Im Betonbau, besonders im Betonstraßenbau, sind zahlreiche Verfahren üblich, die das zu schnelle Austrocknen des frisch gelegten Betons verhindern sollen, z. B. das Bedecken mit feuchtem Sande, mit Stroh, das Aufbringen von Calciumchlorid u. a. Über ein neues Verfahren wird in „La Technique des Travaux" 1929, Nr. 9 berichtet:

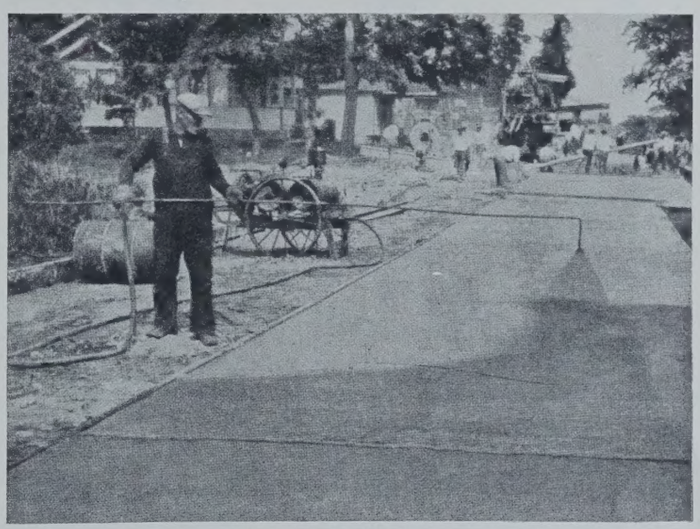


Abb. 1.

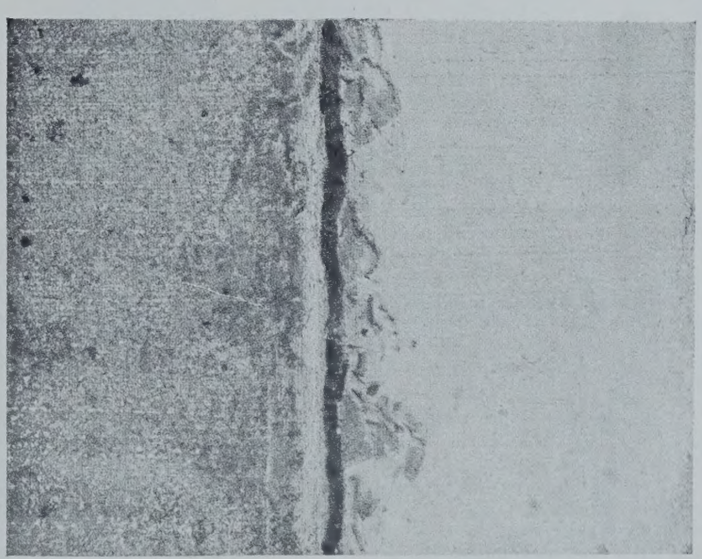


Abb. 2.

Nach diesem Verfahren wird auf den noch nicht abgebundenen Beton eine „Curcrete" genannte Bitumen-Emulsion ausgebreitet (Abb. 1). Die Bitumenhaut, die sich nach der Verdunstung des Wassers bildet, verhindert die Verdunstung des im Beton enthaltenen Wassers, das dieser zum Abbinden gebraucht.

Als Vorteile des neuen Verfahrens werden angeführt: die dunkle, den Wagenlenker nicht blendende Farbe des so behandelten Betons, die Unterdrückung von Haarrissen und erhöhter Widerstand des Betons gegen Abnutzung. — Die Emulsion wird unmittelbar nach der Fertigstellung der Betondecke aufgebracht, und zwar vielfach durch einen Sprengwagen, der mit einem Kompressor und einem diesen antreibenden Verbren-

nungsmotor ausgerüstet ist. Durch einen biegsamen Schlauch wird die Emulsion einer Sprengbrause zugeführt, die die Emulsion als feinen Regen unter Druck auf die Straße spritzt. — Die linke Seite von Abb. 2 zeigt einen mit Curcrete überzogenen Beton, die rechte Seite einen mit einer Strohschicht behandelten Beton. Lp.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Walzenwehr für veränderlichen Stau. (Kl. 84a, Nr. 476 317 vom 23. 6. 1925 von Mitteldeutsche Stahlwerke AG. in Berlin.) Der Staukörper ist in der Staulage zwecks Regelung der Stauhöhe auf dem oberen Kettentrum nach unten abwälzbar; das Walzenwehr wird nach unten abgewälzt, indem die untere Rollbahn, auf die es sich beim Hochwälzen stützt, in der Längsrichtung verschiebbar und mit einer Zahnstange, Gliederkette u. dgl. zur Übertragung der Wälzkräfte ausgerüstet ist. Der Staukörper 1 (Abb. 1 u. 2) hat an beiden Enden kreisförmige Laufkränze 2, 3, die sich auf der Rollbahn 4 abwälzen und an denen die Hubmittel 11 angreifen. Die Rollbahn 4 ist mit einer Zahnstange 9 ausgerüstet und auf Druckrollen 6 und 7 gelagert; sie kann durch ein Ritzel 8, das in die Zahnstange 9 eingreift, nach unten oder oben verschoben werden. Die Zahnstange 9 greift in einen Zahnkranz 10 ein, und durch ihre Aufwärtsbewegung wird der Staukörper auf dem oberen Hubkettentrum abwärts gewälzt. In der tiefsten Stellung der Rollbahn wird der Staukörper mittels der Hubkette 11 gehoben. Auf der anderen Seite des Staukörpers stützt sich der zweite Laufkranz 3 ebenfalls auf eine gezahnte Rollbahn 5 und wird durch eine Kette 13 gehalten, die über eine Rolle 14 läuft. Soll der Staukörper aus der in Abb. 2 gezeichneten Staulage in die punktiert eingezeichnete Eisablaßlage gebracht werden, so wird der Triebstock 35 mittels des Ritzels 8 gesenkt. Hierbei wird das Zahnrad 37 (Abb. 3) gedreht und rollt auf der Zahnstange 41 nach abwärts. Dadurch wird der Zapfen 36 parallel mit der Verschiebungsrichtung des Triebstocks oder der Zahnstangen 41 und 47 nach abwärts verschoben; er nimmt den Zapfen 36 mit, so daß auch die Druckrollen 42, 43 mit den Zahnkränzen 46 auf der Zahnstange 47 nach abwärts rollen und dabei den Zahnbogen 49 so bewegen, daß dem Staukörper 1, der am oberen Kettentrum hängt, die Drehbewegung erteilt wird, die ihn aus der Staulage in die Eisablaßlage bringt. Soll der Staukörper ganz hochgezogen werden, und wird hierzu das obere Kettentrum 11 vom Getriebe 15, 17 aus angetrieben, so rollen zunächst die Zahnbogen 49 auf den Zahnkränzen 46 der Druckrollen ab, bis die Laufflächen 33, 34 des Kranzes 2 sich auf die festen Rollbahnen 31, 32 legen, auf denen sie beim weiteren Hochziehen des oberen Kettentrums in die Höhe rollen.

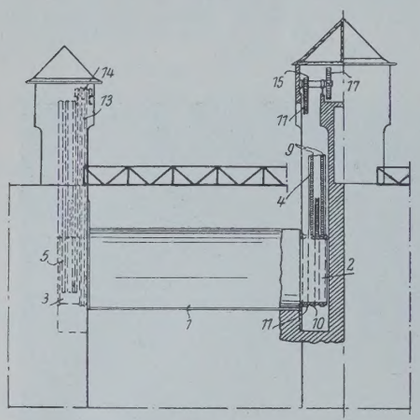


Abb. 1.

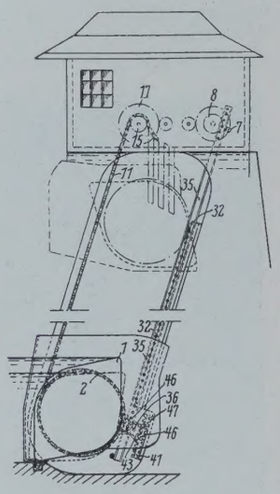


Abb. 2.

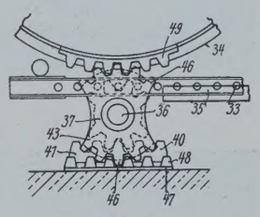
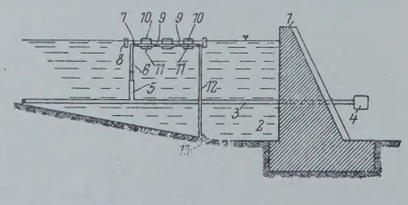


Abb. 3.

Einrichtung zum Entschlammen von Stau- und Hafenbecken oder dgl. (Kl. 84a, Nr. 471 300 vom 29. 5. 1925, von Dipl.-Ing. Alexander Vogt in Borna bei Leipzig.) Die schwimmende Heberleitung 11, 12 wird mit einem senkrechten selbstentlüftenden Fallrohr im Kreise schwenkbar an eine in oder neben dem Staubecken 2 liegende Abflußleitung 3 mit natürlicher oder künstlicher Vorflut angeschlossen. Die Abflußleitung 3 ist um die Sperrmauer 1 herum nach deren Luftseite geführt, wo sie in ein Wasserschloß 4 mündet, von dem die Bewässerungs- bzw. Schlammabfuhrgräben ausgehen. Mit der Abflußleitung 3 ist ein senkrechtes Standrohr 5 verbunden, in das ein Rohr 6 fernrohrartig eingeschoben ist, dessen oberes Ende durch einen Schieber 7 verschlossen werden kann und durch Schwimmer 8 stets unter dem Wasserspiegel des Stausees gehalten wird. An das Rohr 6 sind mittels Schläuche 9 durch Schwimmer 10 getragene und unter dem Wasserspiegel gehaltene Rohre 11 angeschlossen, derart, daß die daraus gebildete Rohrleitung die erforderliche Länge hat. An das Ende dieser Rohrleitung ist gelenkig ein lotrecht stehendes Rohr 12 angeschlossen, das bis zur Sohle des Stausees reicht und in einen Schlammfänger 13 ausläuft.



Selbsttätige Stauvorrichtung mit Schwimmerantrieb für Fischteiche. (Kl. 84a, Nr. 473 135 vom 23. 11. 1927 von Graf Nikolaus von Stillfried-Rathonitz in Breslau.) Erfindungsgemäß sind die Staubretter eines Setzbohlenwehrs bei geöffnetem Wehr oberhalb der Durchflußöffnung auf den Ansatz eines mit dem Schwimmer verbundenen ausschwenkbaren Hebelgestänges hintereinander gelagert. Die Seitenwangen 1 der Schleuse sind mit Führungen 2 für die Staubretter 3, 3a, 3b versehen; letztere liegen auf einem Ansatz 4 eines doppelarmigen Hebels 5, der um den Bolzen 6 drehbar ist. Der Arm 7 des Schwimmers 8 ist um einen Bolzen 9 schwingbar und greift mit einem Hebelarm 10 am Arm 11 des Hebels 5 an. Bei steigendem Wasser hebt sich in der Offenstellung der Schleuse (Abb. 1) der Schwimmer 8, und durch die Hebelarme 10 und 11 wird der Ansatz 4 für die Staubretter in die Stellung nach Abb. 2 bewegt. Dadurch wird das Staubrett 3 freigegeben und fällt nach unten, so daß es sich mit der unteren Kante auf die Sohle 12 auflegt und den Teich gegen den Zufluß abschließt. Der Schlamm usw. muß sich vor der Schleuse bei 14 auf den Boden des Zuflußkanals absetzen. Steigt das Wasser weiter, so werden auch die Staubretter 3a und 3b freigegeben und durch die Führung 15 in die Schlitze 2 der Schleusenwangen geleitet, so daß die Schleuse durch die dann übereinander liegenden Staubretter 3, 3a und 3b vollkommen geschlossen ist. Eine Nase 16 des Schwimmerarmes 7 drückt, wenn das Wasser wieder fällt und der Schwimmer sich senkt, von unten gegen das unterste Staubrett und hebt die Staubretter so weit an, daß das Wasser unter die Bretter hindurch in den Teich fließen kann, bis die Bretter von Hand in die Lage nach Abb. 1 gebracht worden sind.

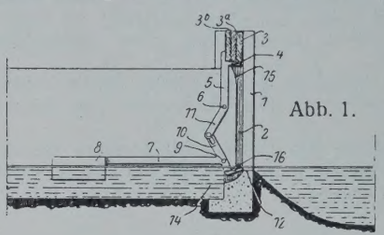


Abb. 1.

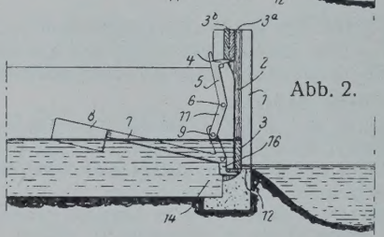


Abb. 2.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: die Reichsbahnräte Putmans, Vorstand des Bahnamts Ortelsburg, als Vorstand zum Betriebsamt Bartenstein, Lohe, bisher beim Betriebsamt Hamburg, als Vorstand zum Betriebsamt Neustettin, Dilli, bisher bei der R. B. D. Regensburg, als Vorstand zum Betriebsamt Eger, und Specht, bisher bei der R. B. D. Augsburg, als Vorstand zum Betriebsamt Zweibrücken sowie der Reichsbahnassessor Dr. jur. Jäger, bisher bei der R. B. D. Karlsruhe, zum Betriebsamt Basel.

Überwiesen: die Reichsbahnräte Schleif, Vorstand des Neubauamts Berlin Ring, infolge Auflösung dieses Amts zur R. B. D. Berlin, Lang, bisher bei der R. B. D. Berlin, zum Maschinenamt Berlin 5, Werner Ebel, Vorstand des Neubauamts Berlin Ost, infolge Auflösung dieses Amts zur R. B. D. Berlin und Burger, bisher bei der R. B. D. Ludwigshafen (Rhein), als Vorstand zum neuerrichteten Neubauamt Ludwigshafen (Rhein) 2.

Gestorben: die Reichsbahnräte Homann, Vorstand des Maschinenamts Rheine, und Hugo Müller, Leiter einer Abteilung beim Ausbesserungswerk Göttingen, sowie der Reichsbahnamtmann Feßler, Vorstand des Bahnhofs Karlsruhe Rangierbahnhof.

Preußen. Ernannt: der Regierungs- und Baurat (W.) Julius Jacoby bei der Regierung in Köslin zum Oberregierungs- und -baurat; der Regierungs- und Baurat Dr.-Ing. Herbst zum Oberregierungs- und -baurat und mit der Leitung der Staatlichen Prüfungsstelle für statische Berechnungen betraut; der Regierungsbaumeister a. D. Gießbach bei der Staatlichen Prüfungsstelle zum Regierungs- und Baurat.

Versetzt sind: die Regierungsbaumeister (W.) Witt vom Wasserbauamt Harburg-Wilhelmsburg an das Wasserbauamt in Labiau, Eberhard Fischer vom Neubauamte in Fürstenberg a. O. nach Niederfinow (Neubauamt Eberswalde).

Unter Wiederaufnahme in den Staatsdienst sind die Regierungsbaumeister (W.) Walter Theuerkauf dem Wasserbauamte in Meppen, Paul Otto dem Kulturbauamte in Osnabrück überwiesen worden.

In den Ruhestand getreten ist der Oberregierungs- und -baurat Brauer, bisher Leiter der Staatlichen Prüfungsstelle für statische Berechnungen.

Die Beilage „Der Stahlbau", Jahrgang 1929, Heft 24 erscheint ausnahmsweise erst am 6. Dezember anläßlich der Feier des 25jährigen Bestehens des Stahlbauverbandes.

INHALT: Neuere Kleinbagger und Hilfsgeräte zur Ausführung von Tiefbauten. — Die Pirnaer Elbbrücke und ihre Verbreiterung 1928. — Druckverteilung im Baugrunde. — Vermischtes: Berechnung der eisernen Brücken der Privateisenbahnen des allgemeinen Verkehrs. — Preisaufgabe der Akademie des Bauwesens in Berlin aus dem Gebiete des Eisenbetonbaues. — Behandlung von frischem Beton mit einer Bitumen-Emulsion. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

7. Jahrgang BERLIN, 6. Dezember 1929 Heft 53

Überbauung eines Kesselhauses im Wiener Städtischen Elektrizitätswerke.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Zivilingenieur **Friedrich Fischer**, Wien.

Die Gemeinde Wien — Städtische Elektrizitätswerke beschloß im Jahre 1926, an Stelle von alten Flammrohrkesseln die Aufstellung von vorerst vier Hochdruck-Steilrohrkesseln von 37 at in einem der im Werke Simmering befindlichen Kesselhäuser. Zu diesem Zwecke war, wie Abb. 4 zeigt, eine bedeutende Vergrößerung der Gebäudehöhe, und zwar von 8 m auf 22 m Höhe, gemessen bis Binderunterkante in einer Länge von vorerst etwa 50 m des etwa 250 m langen Gebäudes erforderlich. Die

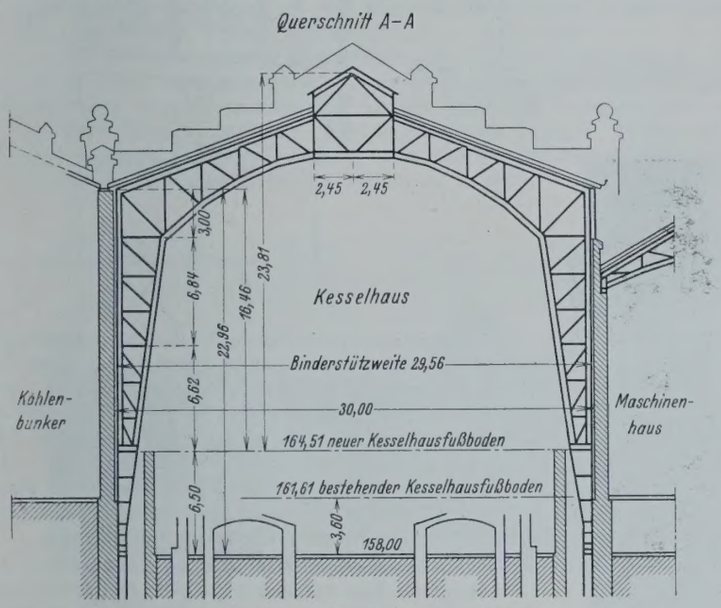


Abb. 1.

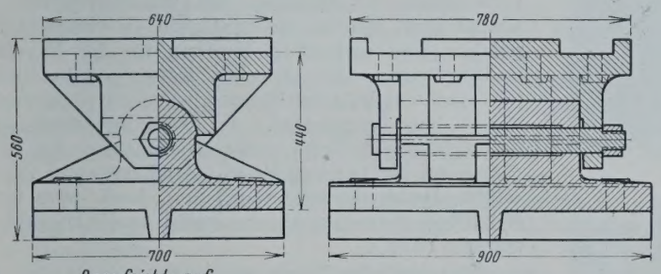
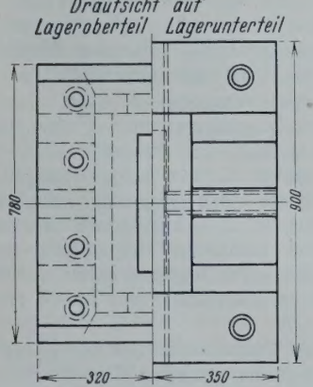


Abb. 6.



Verlängerung des überbauten Teiles soll nach Bedarf fortgesetzt werden, und es sollte hierauf bei der Ausführung Rücksicht genommen werden, ebenso auf die tunlich geringste Betriebstörung in dem alten Kesselhause.

Diese Aufgabe, die nur in Stahlbauweise gelöst werden konnte, zeigt die großen Vorteile dieser, sowohl hinsichtlich der abzutragenden alten Dachkonstruktion, als auch hinsichtlich der neuen Dachkonstruktion, denn es wäre unmöglich gewesen, ein Schalungsgerüst zur Unterstützung der neuen Dachkonstruktion aufzustellen, ohne das alte Kesselhaus vorher vollständig abzutragen.

Das bestehende Gebäude war, wie aus Abb. 4 erkennbar, dreischiffig; das Dach ruhte auf zwei mittleren Ständerreihen auf, während die neue Konstruktion die ganze Gebäudebreite von 29,94 m freitragend überspannen mußte. Mit Rücksicht auf die größeren waagerechten Belastungen mußte die neue Dachkonstruktion bis auf große Fundamente in der Kellersohle herabgeführt werden (Abb. 1), so daß sich als Bindersystem ein Fachwerkbogen ergab.

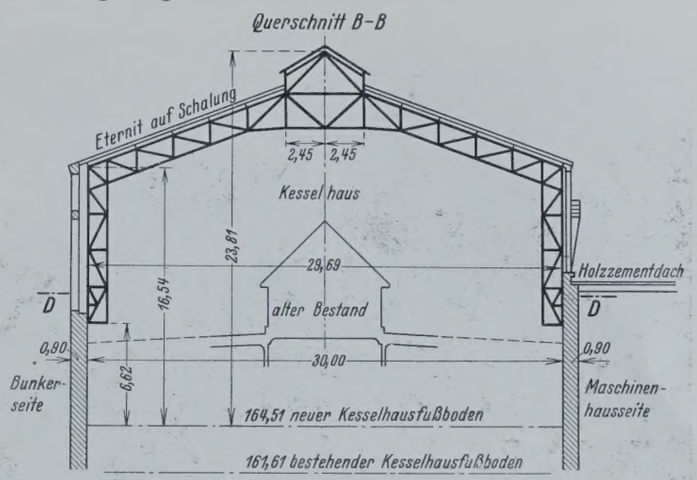


Abb. 4.

Das neue Gebäude erhielt eine endgültige gemauerte Abschlußwand am südlichen Ende des bestehenden Kesselhauses, die jedoch mit Rücksicht auf die größere Windanfallfläche von der Stahlkonstruktion gestützt wird, und eine Fachwerkwand am nördlichen Ende, die bloß bis zum Dach des bestehenden Kesselhauses herabreicht, so daß unter ihr der Durchgang zwischen altem und neuem Kesselhaus gewahrt bleibt. Diese Wand, die im Verlauf der weiteren Erhöhungen des Kesselhauses vorgesetzt werden soll, ist im wesentlichen in Eisen und Glas ausgeführt. Die beiden gemauerten Längswände des Gebäudes sind gleichfalls durch die Stahlkonstruktion gegen Wind ausgesteift.

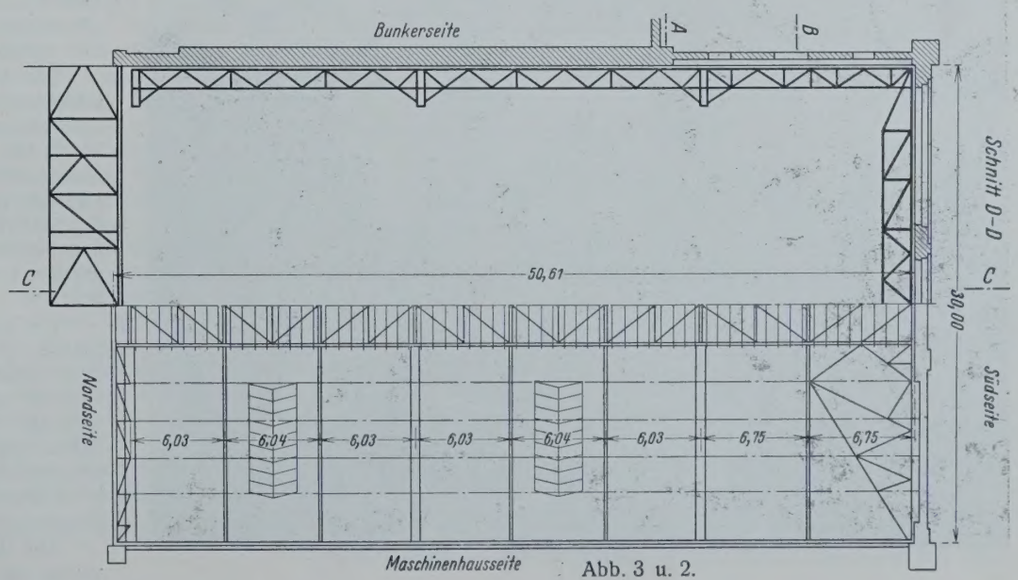


Abb. 3 u. 2.

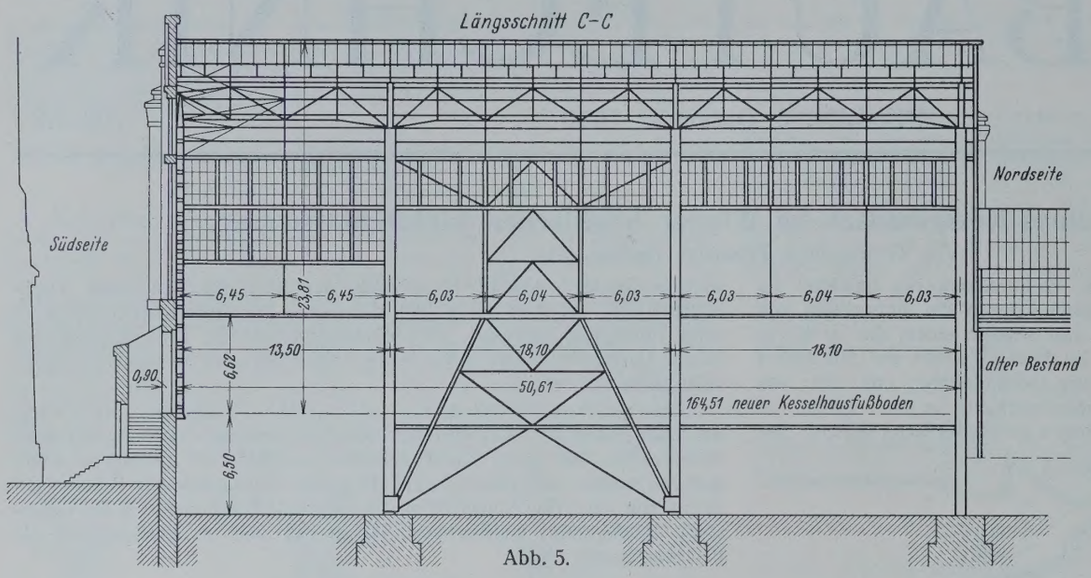


Abb. 5.

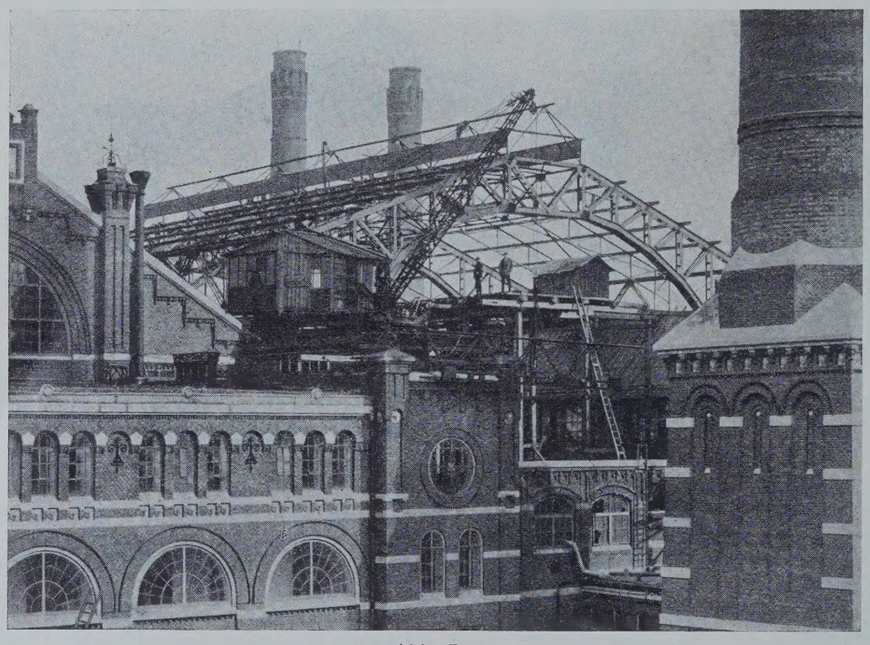


Abb. 7.

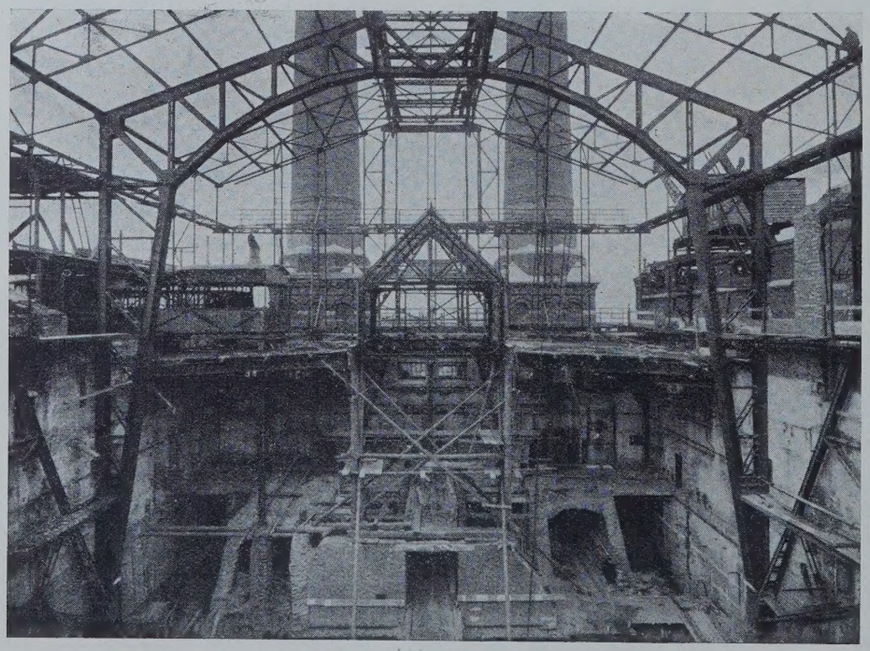


Abb. 9.

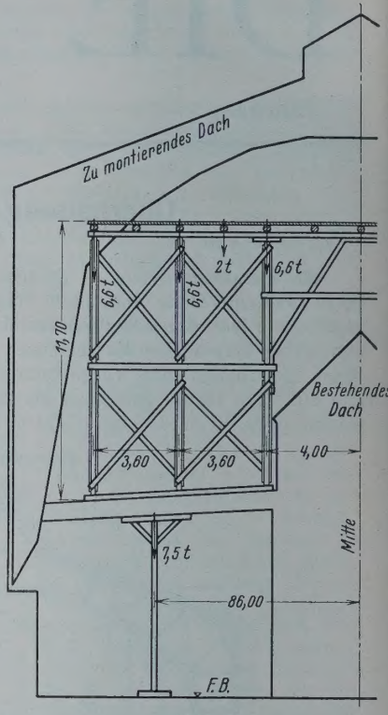


Abb. 8.

Die gesamte Anordnung der Hallenkonstruktion geht aus der Draufsicht (Abb. 2 u. 3) hervor. Von dem Gebäudeende gezählt, sind im Abstande von 13,5, 18,1 und 18,1 m drei Bogenbinder angeordnet, die mit Rücksicht auf die größere Höhe der Kesselgerüste und um eine möglichst geringe Gebäudehöhe zu erhalten, eine ziemlich gedrungene Bauhöhe aufweisen. Der letzte dieser Binder liegt unmittelbar hinter der nördlichen Abschlußwand mit Rücksicht auf die künftige Verlängerung.

Zwischen diesen Bindern spannen sich unterhalb der Laternenwände Fachwerkunterzüge, die in Entfernungen von rd. 6 m die Zwischenbinder aufnehmen, die ihrerseits wieder zur Aufnahme der Walzträgerpfetten bestimmt sind, die als durchlaufende Gelenkträger ausgebildet sind und die Holzsparren für die Eterniteindeckung tragen. Zur Aufnahme der waagerechten Windkräfte ist unterhalb der Firstoberlichter ein waagerechter Windverband angeordnet. In dem Querschnitt jedes dieser Binder befindet sich zur Aufnahme der Winddrücke auf die Längswände in jeder Längswand ein lotrechter Fachwerkwindpfosten, der durch waagerechte Windträger unterstützt ist, die wieder an die Hauptbinder anlaufen (Abb. 4).

Die nördliche Fachwerkgiebelwand gegen das alte Gebäude zu ist gegen Winddruck durch einen in der Dachebene des alten Gebäudes lagernden Windträger und einige waagerechte Windträger abgestützt.

Die Eigenlast dieser Giebelwand wird von ausschießenden Trägern aufgenommen, die an den beiden benachbarten alten Dachbindern befestigt sind. Die Windkräfte werden durch in den beiden Längswandebenen (Abb. 5) und in der einen endgültigen Giebelwand lagernde große Portale in die Fundamente übertragen, insoweit als sie nicht durch die Bogenbinder aufgenommen werden können. Die letzteren ruhen auf Stahlgußkämpferlagern, deren Einzelheiten aus Abb. 6 ersichtlich sind.

Die Montage dieser Dachkonstruktion begegnete, abgesehen von der möglichst geringen Betriebstörung in dem Kesselhause, insofern Schwierigkeiten, als die Aufstellung von Montierungsmasten deshalb unmöglich war, weil dem Gebäude von beiden Längsseiten hohe Gebäude vorgelagert sind, während vor den beiden Giebelwänden des alten Kesselhauses unmittelbar je zwei hohe Schornsteine stehen (Abb. 7), so daß folgende Maßnahmen getroffen werden mußten:

Auf dem Ende des benachbarten Daches (Abb. 7) wurde ein elektrischer Schwenkkran montiert, der von

den an der Giebelwand dieses Gebäudes haltenden Fuhrwerken die Stahlteile aufzog und auf das Gerüst legte, das über die Länge der neu zu erbauenden Halle auf dem alten Dache aufgestellt wurde (Abb. 8). Zu diesem Zwecke wurde das alte Dach für die zu erzielende Tragfähigkeit des Gerüstes entsprechend unterstützt. Die Stahlteile wurden auf einem Rollbahngleis, das auf dem Gerüst verlegt war, bis zur Verwendungsstelle geschafft und dort mittels transportabler Holzmaste, die auf dem Gerüst standen, abgelassen bzw. aufgezogen. Abb. 9 zeigt den Querschnitt des alten und neuen Kesselhauses nach Abtragung des ersteren unter dem neuen Bau.

Das Gesamtgewicht der von der Firma Max Wahlberg, Wien, ausgeführten Eisenkonstruktion beträgt rd. 300 t.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Umbau der Eldekanalbrücke bei Grabow (Meckl.)

unter Verwendung zweier 60-t-Kranwagen der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft.

Von techn. Reichsbahn-Oberinspektor **Sahling**, Altona.

Auf Grund der guten Erfahrungen, die bei der Auswechslung eiserner Überbauten mit den neuen, von der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft beschafften 60-t-Kranwagen gemacht wurden[1]), entschloß sich die Reichsbahndirektion Altona, bei der Erneuerung der Überführung der Strecke Berlin—Hamburg über den Eldekanal bei Grabow (Meckl.) zum Einbau der Überbauten, die mit Schwellen je nur etwa 50 t wogen, die also bei einfacheren Verhältnissen zur Not auch mit zwei 25-t-Kranwagen hätten eingebaut werden können, 60-t-Kranwagen zu verwenden.

Da die Auswechslung unter recht schwierigen Verhältnissen in viel kürzerer Zeit vonstatten ging, als nach den bisher bekanntgewordenen Leistungen angenommen werden konnte, wird auf Anregung des zuständigen Brückendezernenten, Reichsbahnoberrats Blunck, im folgenden der Bauvorgang beschrieben, um die dabei gesammelten neuen Erfahrungen für künftige ähnliche Umbauten nutzbar zu machen.

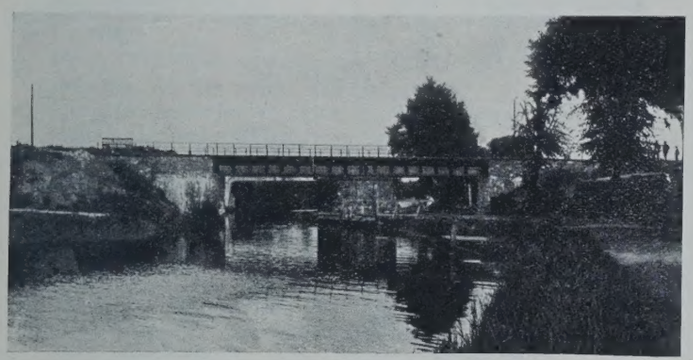


Abb. 1.

Die Schwierigkeiten lagen hier hauptsächlich darin, daß die neuen Überbauten nicht auf die alten Widerlager, sondern auf neue, die in Gleisrichtung um 5,50 m verschoben waren, abgesetzt werden mußten, und daß hierfür nur ganz kurze Betriebspausen zur Verfügung standen. Bei der Verwendung von 25-t-Kranwagen wäre nach dem Ausheben der alten Überbauten eine Umstellung der Krane nötig gewesen. Dies zu vermeiden, war dank dem großen Ausleger der 60-t-Kranwagen möglich; und es war wesentlich, weil auf genannter Strecke nur Sonntags und in den Nächten vom Sonntag zum Montag einige Betriebspausen zur Verfügung stehen, während deren beide Gleise etwa $1^1/_2$ Stunden gesperrt werden können.

Die Brücke hatte vor dem Umbau zwei Öffnungen, von denen die größere zur Durchführung des Kanals diente, während sich durch die kleinere der zugehörige Treidelweg hinzog (Abb. 1). Der 5,60 m starke Mittelpfeiler, der etwa bis zum Jahre 1868 zur Aufnahme einer Drehbrücke gedient und danach die jetzt ausgebauten eisernen Brücken aufgenommen hatte, mußte zur Erzielung einer größeren lichten Weite beseitigt werden, die Öffnungen waren also statt durch die bisherigen zwei Überbauten je Gleis mit einem Überbau von 20 m Stützweite zu überbrücken. Die oben schon erwähnte, zur Verbesserung der Wasserstraße erforderliche Verschiebung der neuen Widerlager in nördlicher Richtung ermöglichte die Herstellung des einen (südlichen) Widerlagers dort, wo der Treidelweg war, während das andere (nördliche) im Bahndamm hinter dem alten hergestellt werden mußte. Da einerseits das Rammen unter dem vorhandenen Bauwerk nicht möglich war und im Bahndamm wegen des starken Zugverkehrs äußerst schwierig gewesen wäre, anderseits der Baugrund sehr schlecht war, mußten beide Widerlager eine etwa 7 m breite Bodenplatte erhalten. Deshalb war für die Herstellung des nördlichen Widerlagers eine große Abfangung mit vier 16 m langen Breitflanschträgern P 65 je Gleis erforderlich, während für die Herstellung des südlichen Widerlagers nur der Fußgängerverkehr, der auf dem Treidelweg häufig recht lebhaft ist, mittels eines Hilfssteges durch die Kanalöffnung umgeleitet zu werden brauchte. Um die große Abfangung nicht auch noch gleichzeitig mit dem Ausheben der alten Überbauten ausbauen zu müssen, wurde sie schon einige Tage vorher, nach Abbinden des neuen nördlichen Widerlagers, entfernt. Die verbleibende Lücke bis zum alten nördlichen Widerlager wurde durch eine kleine Hilfskonstruktion überbrückt, die in Abb. 2 als „Hilfsbrücke“ zu sehen ist. Für diese reichten dem Lastenzug *G* genügende Träger aus, über die auch der 60-t-Kranwagen in fahrbereitem Zustande verkehren durfte. Hätte man den Kran zum Ausheben der alten Überbauten auf dieser Hilfsbrücke aufstellen wollen, so wären noch mehrere Träger für die Abstützung des Kranes und für Laufgerüste erforderlich gewesen, die zu beseitigen wiederum recht zeitraubend gewesen wäre.

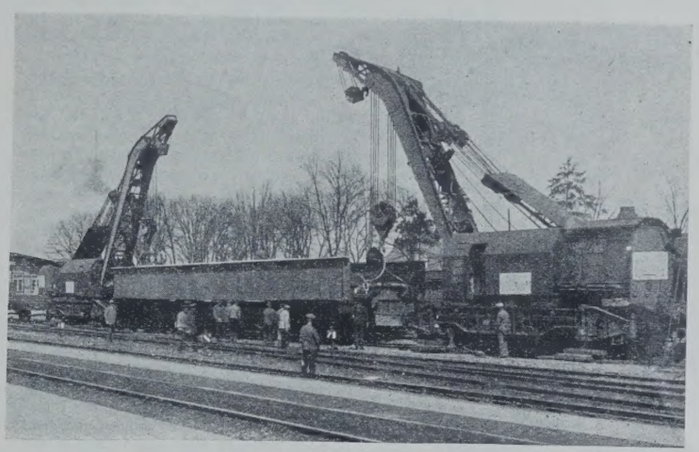


Abb. 3.

Für den Bauvorgang selbst wurde

ein Arbeitsplan

aufgestellt, der wegen der besseren Übersicht bei etwaigen Störungen auf einem Blatt folgende Angaben vereinigte (Abb. 2 auf S. 836):

a) einen Ausschnitt aus dem graphischen Fahrplan,
b) die Zusammenstellung der letzten Vorbereitungen für den Bauvorgang,
c) die ausführliche Beschreibung des Bauvorganges mit bildlicher Darstellung der Kranstellung,
d) einen Lageplan der Baustelle mit dem anschließenden Bahnhof Grabow in verzerrtem Maßstab.

Im graphischen Fahrplan, der sich auf die beiden Nachbarstationen des Bahnhofs Grabow, Wendisch-Warnow und Ludwigslust, erstreckte, waren die Betriebspausen, in denen ein oder beide Gleise gesperrt werden sollten, sowie die auf falschem Gleis fahrenden Züge besonders gekennzeichnet.

Zur Zusammenstellung der letzten Vorbereitungen ist ergänzend zu bemerken, daß die Schwellen auf dem neuen Überbau vorher eingebaut, die Unterlagsplatten jedoch nicht vorher verlegt wurden, um nicht Fehler in die endgültige Gleislage zu bringen. Eine Schwierigkeit für den Bauvorgang ergab sich insofern, als ein Auflagerstein des südlichen Widerlagers nicht fertiggestellt werden konnte, weil sich dort der Hauptträger der alten Brücke befand. Es mußte daher ein behelfsmäßiges Lager auf dem alten Strompfeiler aus Eichenbalken hergerichtet werden.

Das Verladen der auf der Ladestraße des Bahnhofs zusammengebauten eisernen Überbauten auf Tiefladewagen (SSt-Wagen, Abb. 3) ging so glatt und schnell vonstatten und zeigte das sichere Arbeiten der Krane in so günstigem Lichte, daß die Bauleitung sich entschloß, abweichend von dem ursprünglich aufgestellten Bauplan (Abb. 2), den Bauvorgang wesentlich zu beschleunigen, und zwar sollte versucht werden, die alten Brücken statt von 15 bis 16 Uhr schon zwischen 11^{20} und 12 Uhr auszubauen und den neuen Überbau nicht von 24 bis 1 Uhr, sondern anschließend von 12 bis 13 Uhr einzuschwenken. Begünstigt wurde dieses Vorhaben dadurch, daß — wie sich bei der probeweisen Aufstellung der Krane ergab — die im Bauplan vorgesehene Umstellung des südlichen

[1]) Vgl. „Reichsbahn“ 1928, Heft 28, S. 666 und „Die Bautechnik“ 1929, Heft 6 der Beilage „Der Stahlbau“, S. 71.

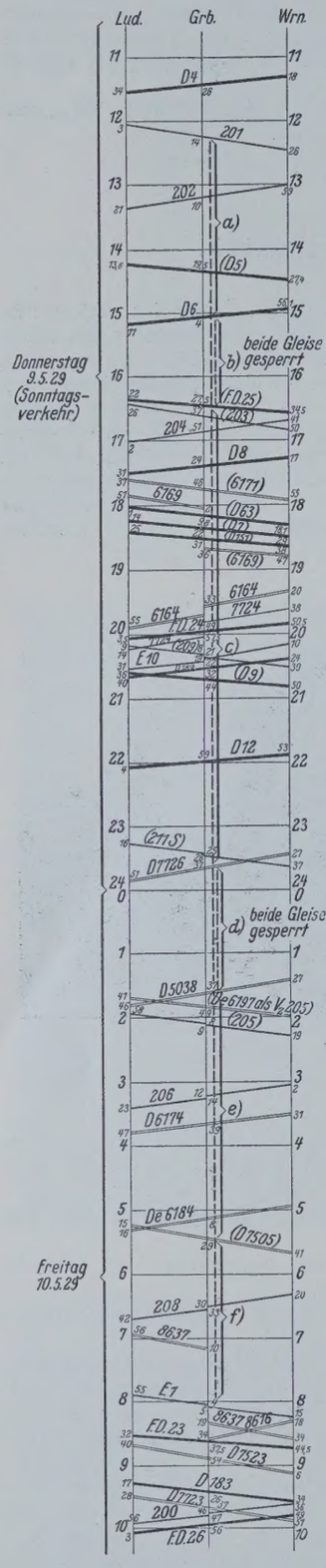


Abb. 2.

Arbeitsplan für den Einbau des Überbaues über den Eldekanal im Gleis Hamburg—Berlin.

Vorarbeiten: Verbreiterung des Dammes am südlichen Widerlager. Schwellenlager für die Abstützung der Krane einbauen. Die alten Flügelmauern am südlichen Widerlager abbrechen. Schotter für die Auffüllung zwischen dem alten und neuen südlichen Widerlager seitlich lagern. Die Krane sind probeweise an einem vorhergehenden Tage aufzustellen und die für die Abstützung der Krane erforderlichen Schwellen und Unterlagsplatten bereitzulegen. An den alten und neuen Überbauten sind Seile mit Ösen anzubringen, in die die Haken der Krane ohne Zeitverlust eingehängt werden können. Schwellen auf dem neuen Überbau einbauen. Fernsprechleitungen höher legen. Die alten Überbauten probeweise lösen. Oberbau (Paßstücke) vorbereiten. Beleuchtung der Baustelle. Hilfsfernsprecher. Herrichten eines behelfsmäßigen Lagers auf dem alten Strompfeiler.

Arbeitsvorgang.

a) Nach Durchfahrt von Zug 201 wird Gleis Hamburg—Berlin an Weiche 31 angebunden. Umstellung der Sicherungsanlagen für den eingleisigen Betrieb im Gleis Berlin — Hamburg. Kran I und II auf die Baustelle fahren und aufstellen (Abb. I). Die alten Überbauten von den Lagern lösen; Oberbau und Schwellen entfernen, D 5 fährt als erster Zug im falschen Gleis über die Brücke.

b) Nach Durchfahrt von D 6 beide Gleise sperren. Die alten Überbauten mit den Kranen nach Abb. I ausbauen und auf den im Nachbargleis bereitgestellten Schwerlastwagen (2 SS-Wagen) absetzen und abfahren. Kleine Hilfsbrücke gleichfalls mit Kran II ausbauen und wie vor auf Bahnwagen absetzen und abfahren. Gleis Berlin—Hamburg wieder frei.

c) Kran I freimachen und in Richtung nach Berlin zurückstellen. Auflager und Kiesabschlüsse der alten Widerlager abbrechen. Den seitlich lagernden und auf Bahnwagen bereitgestellten Kies und Schotter für die Auffüllung zwischen dem alten und neuen südlichen Widerlager einbringen und Schwellenlager für die Abstützung des Kranes I einbauen. Kran I vorschieben und neu aufstellen. (Kran II bleibt in alter Lage.) Beginn mit der Gleisverschwenkung südlich von Kran I.

d) Nach Durchfahrt der Züge 211 S und D 7726 werden die äußeren Stützen des Kranes I festgemacht. Der neue Überbau wird mit Schwerlastwagen (2 SS-Wagen) im Nachbargleis aufgestellt. Kran II wird mit den äußeren Stützen festgemacht. Der neue Überbau wird mit den Kranen nach Abb. II auf die neuen Lager gesetzt und ausgerichtet. Die Krane werden gelöst. Kran II wird nach dem Bahnhof gebracht. Kran I in Richtung nach Berlin zurückstellen. Gleis Berlin—Hamburg frei machen. Eingleisiger Betrieb bis 8^{00}.

e) Vergießen der Auflager, Hinterfüllung der Widerlager, Verlegen des Oberbaues auf der Brücke. Heben und seitliche Verschiebung um rd. 60 cm, Stopfen und Richten des Gleises. Ausbau der Schwellenlager für die Abstützung der Krane. Schienenabfangungen für die spätere Herstellung der Kiesabschlüsse hinter den neuen Widerlagern einbauen.

f) Nach Durchfahrt von D 7505 wird Gleis Hamburg—Berlin von Weiche 31 abgebunden. Umstellung der Sicherungsanlagen für den zweigleisigen Betrieb. Probebelastung der neuen Brücke. Kran I wird mit dem Probezug nach dem Bahnhof gebracht.

Kranes (Kran I in Abb. 2) nicht erforderlich war. Wie gut dieses Vorhaben gelungen ist, ergibt sich aus dem folgenden

Bauvorgang

für den Umbau im Gleis Hamburg—Berlin:

11^{22}: Nach Durchfahrt des D 7535 im Gleis Hamburg—Berlin fährt in demselben Gleis der Kranzug, bestehend aus Mannschaftswagen, Hilfswagen, Kran II (Essener Kran) und Kran I (Breslauer Kran) vor (Abb. 4). Gleichzeitig wird damit begonnen, das Gleis Hamburg—Berlin abzubinden und an die Weiche 31 im Gleis Berlin—Hamburg anzuschließen sowie die Sicherungsanlagen entsprechend umzustellen.

11^{24}: Kran I fährt mit eigenem Dampf vor (Abb. 5).

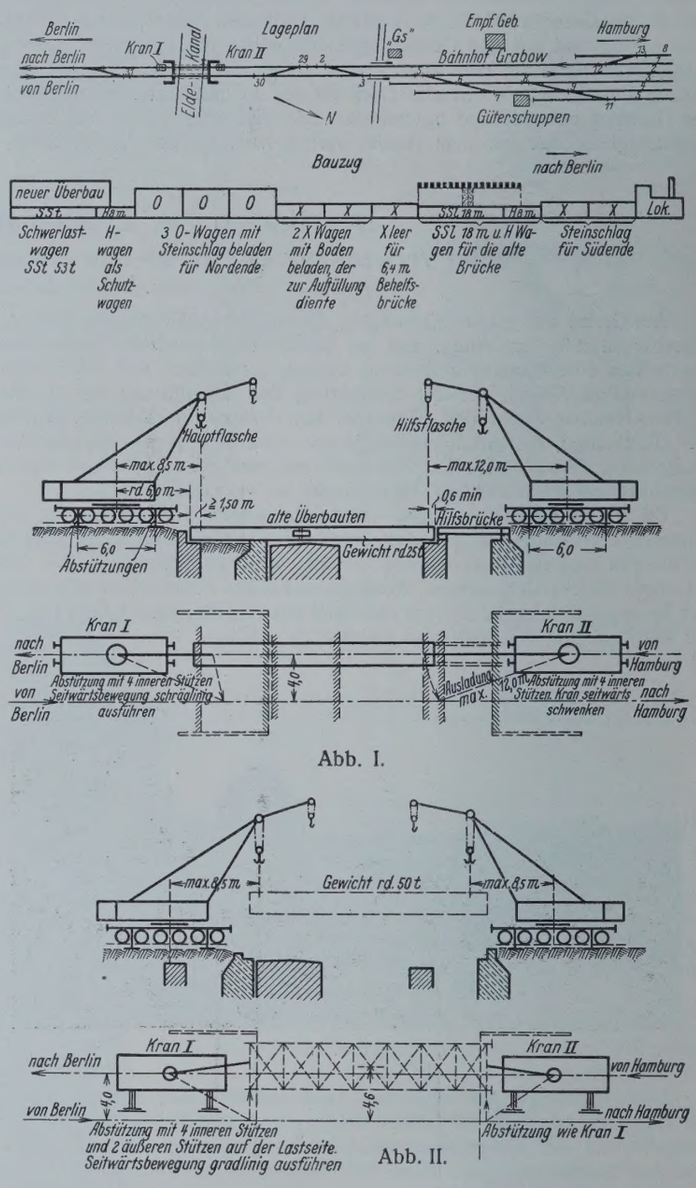


Abb. I.

Abb. II.

11^{25}: Das Aufreißen des Gleises auf der alten Brücke und auf der Hilfsbrücke beginnt (Abb. 6). Da im Nachbargleis D 4 durchfahren soll, können die Krane noch nicht geschwenkt werden.

11^{30}: Die Schienen werden aufgenommen.

11^{33}: Die Schwellen der Hilfsbrücke werden beseitigt (auf den beiden alten Brücken bleiben sie liegen).

11^{35}: Die Krane sind fertig abgestützt (für das Ausheben der alten Brücke wurde zunächst angenommen, daß die seitlichen Ausleger nicht erforderlich seien) und werden mit Wasserwaage eingeregelt.

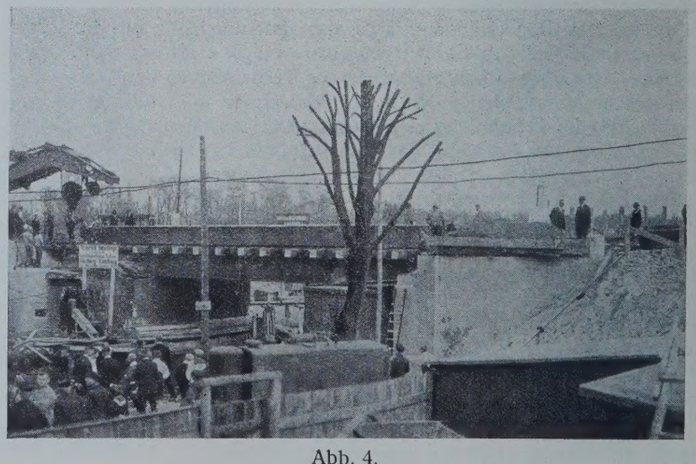


Abb. 4.

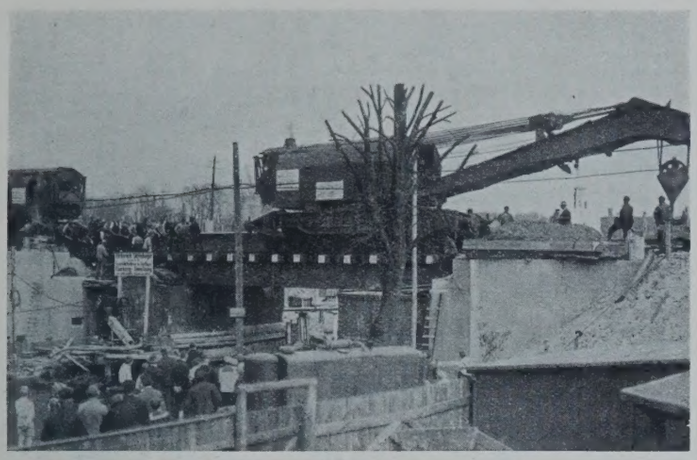


Abb. 5.

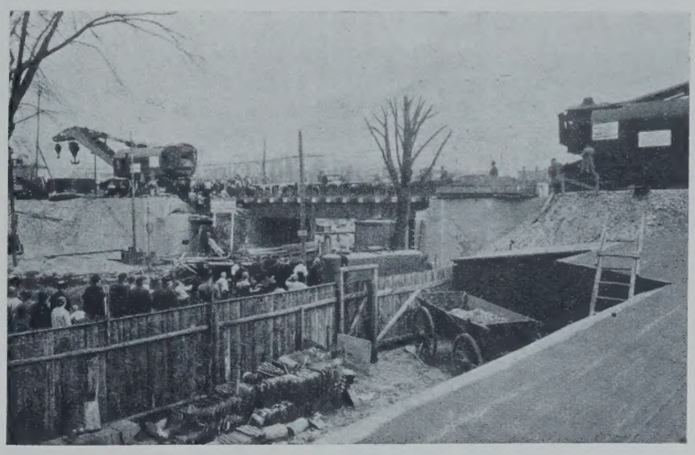


Abb. 6.

11^{36}: Der Bauzug (vgl. schematische Darstellung) fährt im Gleis Berlin—Hamburg vor; Ausleger der Krane werden gehoben.
11^{39}: Kran I in Arbeitslage, Haken abgelassen, Kran II schwenkt in Arbeitslage herum.
11^{40}: Beide Krane fahren das Gegengewicht heraus.
11^{41}: Kran I angeschlagen. Das alte nördliche Widerlager wird abgebrochen, soweit erforderlich, um Platz zu schaffen für den neuen Überbau.
11^{44}: Beide Kranhaken angeschlagen. Träger der Hilfsbrücke sind inzwischen auf alte Brücke gebracht worden.
11^{46}: Zur größeren Sicherheit wird am Kran II wegen der großen Ausladung eine Seitenstütze angebracht.
11^{47}: Das Anheben der Brücke beginnt (Abb. 7). (Nach Durchfahrt des letzten Zuges im Gleis Hamburg—Berlin sind 25 Minuten verstrichen.)

Der Zwischenraum zwischen altem und neuem südlichen Widerlager wird mit Erde verfüllt, die auf seitlichen Gerüsten bereit liegt.

11^{54}: Krane schwenken die Überbauten nach dem im Nachbargleis stehenden SS-Wagen hin (Abb. 8).
11^{56}: Krane lassen die Überbauten senken.
12^{00}: Überbauten verladen, Krane schwenken zurück.
12^{02}: Alte Überbauten fertig zum Abfahren. (Seit Durchfahrt des letzten Zuges im Gleis Hamburg—Berlin sind 40 Minuten verstrichen.)

Inzwischen ist das Gleis Hamburg—Berlin in Richtung Berlin abgebunden und an das Gleis Berlin—Hamburg angeschlossen worden (vgl. Lageplan).

12^{04}: Das behelfsmäßige Auflager wird hergestellt, Bauzug fährt vor, so daß weiterer Füllboden und Schotter für den Zwischenraum zwischen den südlichen Widerlagern entladen werden können.
12^{08}: Die Schalung für die Kammermauer des neuen südlichen Widerlagers wird eingebracht.
12^{09}: Bauzug fährt ab, um Gleis zu räumen für P 201.
12^{19}: P 201 Hamburg—Berlin fährt auf Gleis Berlin—Hamburg durch.
12^{25}: Die seitlichen Abstützungen des Kranes I werden angebracht. Der Bauzug fährt den neuen Überbau im Gleis Berlin—Hamburg vor.
12^{33}: Krane sind angeschlagen und heben die neue Brücke an.
12^{35}: Kran I schwenkt.
12^{37}: Kran II schwenkt.
12^{41}: Der neue Überbau schwebt in richtiger Lage (Abb. 9).
12^{43}: Der neue Überbau wird abgelassen.
12^{46}: Der neue Überbau wird auf die Auflager abgesetzt. Die Außenstütze des Kranes I wird eingezogen, damit das Gleis Berlin—Hamburg wieder frei wird.
12^{51}: Der Bauzug fährt ab.
12^{56}: Der Kran I schwenkt in den fahrbereiten Zustand zurück.
12^{57}: Außenstütze des Kranes II wird beseitigt.
13^{04}: Kran II schwenkt zurück.
13^{08}: P 202 fährt auf Gleis Berlin—Hamburg durch. (Seit Durchfahrt des letzten Zuges im Gleis Hamburg—Berlin sind 1 Stunde 46 Minuten verstrichen!)

Nunmehr beginnen die Restarbeiten. Die Auflager werden vergossen, das Gleis auf der Brücke wird verlegt, die Weiche im Gleis Berlin—Hamburg abgebunden, das Gleis Hamburg—Berlin wieder angeschwenkt, die Sicherungsanlagen umgestellt, und die Krane verlassen die Baustelle.

15^{15}: Probebelastung.
16^{28}: fährt FD 25 als erster Zug über die neue Brücke.

Aus den vorstehenden Aufzeichnungen ist ersichtlich, daß die vollständige Betriebsunterbrechung trotz des an sich nicht einfachen Bauvorganges für nur eine verhältnismäßig kurze Zeit erforderlich war. Dies ist — abgesehen von den sorgfältigen Vorbereitungen von seiten der örtlichen Bauleitung — auf das flotte und sichere Arbeiten der 60-t-Krane zurückzuführen. Namentlich der Dampfkran gehorchte seinem Führer sehr gut, während das Ingangsetzen des Krans mit Benzolmotor mitunter Schwierigkeiten machte.

Die lange Pause nach dem Absetzen der neuen Brücke auf die Auflager bis zur Probebelastung wurde durch Gleisarbeiten erforderlich, um die neue Gleisachse planmäßig gegen die alte um 60 cm zu verschieben. Namentlich das Verschwenken des Stumpfgleises gestaltete sich schwierig, weil der Kran auf diesem Stumpfgleis verbleiben mußte, bis der Oberbau auf der Brücke verlegt war.

Auf einen Punkt möge noch allgemein hingewiesen werden, der beim Verladen sowohl der alten als auch der neuen Überbauten besonders zu beachten ist: Diese müssen, wenn sie schon nicht innerhalb

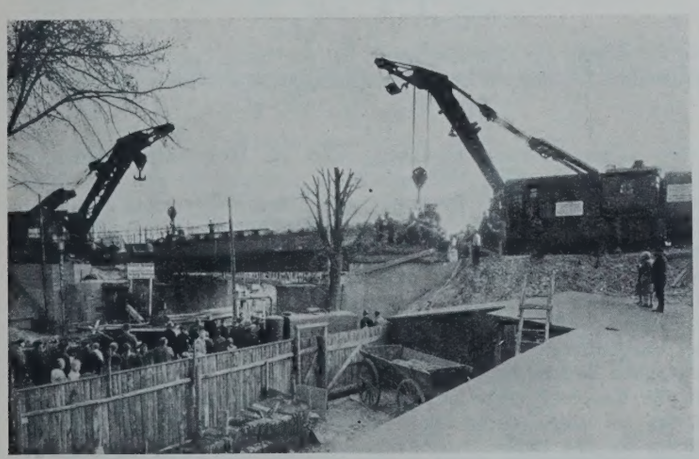


Abb. 7.

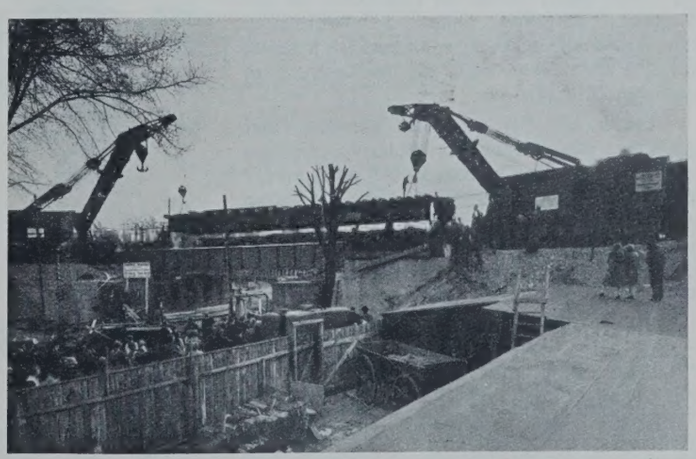


Abb. 8.

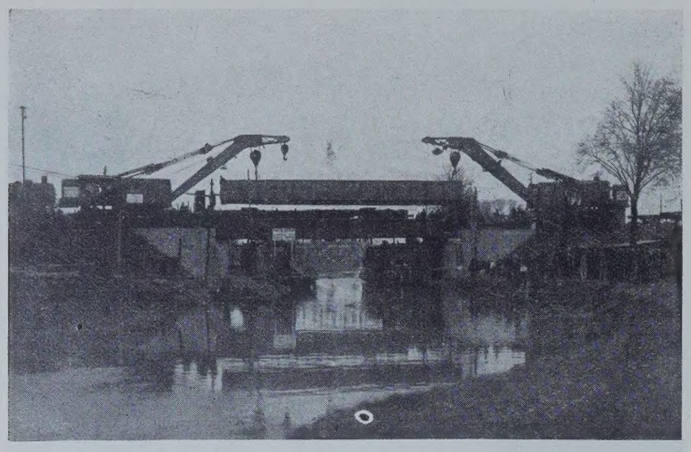


Abb. 9.

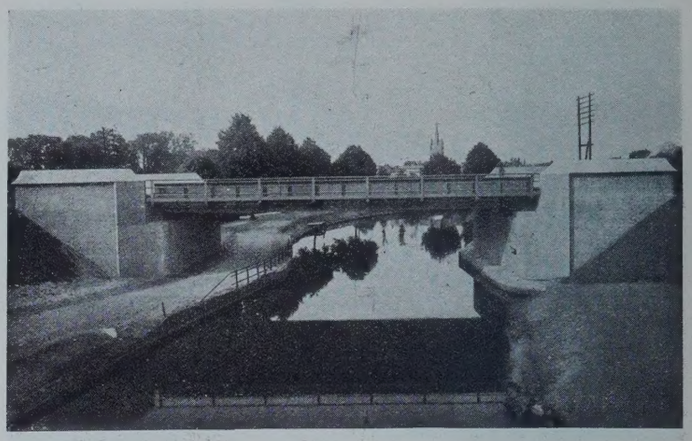


Abb. 10.

der Lichtraumumgrenzung verladen werden können, so auf die Güterwagen abgesetzt werden, daß sie an den Gehäusen der im Nachbargleis stehenden Kranwagen vorbeifahren können.

Zum Schluß noch einige Worte über die Bauausführung selbst.

Die Baugruben waren durch kräftige Spundwände gegen den Kanal abgeschlossen. Der Grundwasserspiegel wurde mittels einer Pumpanlage gesenkt, so daß die Gründung in vollkommen trockener Baugrube ausgeführt werden konnte. Das fertige Bauwerk zeigt Abb. 10.

Die Entwurfbearbeitung und Bauleitung lagen in den Händen des Reichsbahnoberrats Blunck. Die architektonische Durchbildung stammt von Reichsbahnrat Schwamborn. Mit der örtlichen Bauleitung war der Vorstand des Reichsbahn-Betriebsamtes 1 Ludwigslust, Reichsbahnrat Hammer, beauftragt. Gründung und Widerlager wurden von der Tiefbauunternehmung Grün & Bilfinger, Abt. Hamburg, die eisernen Überbauten von der Brückenbauanstalt Christoph & Unmack AG., Niesky O.-L., ausgeführt.

Die Ausbildung des Betonkernes bei Staudämmen und seine Berechnung.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. **Alfred Streck**, Hannover.

A. Allgemeines.

Durch die Einfügung des Betonkerns in einen Staudamm wird die Gleichartigkeit des Gefüges des Dammkörpers aufgegeben. Die Kräfte in der Dammschüttung und die Beanspruchungen des Betonkernes können nur aus der Wechselwirkung zwischen beiden Konstruktionselementen erfaßt werden. Diese Wechselwirkung ergibt sich aus der Auswertung der Formänderungen des Dammkörpers und des Betonkernes.

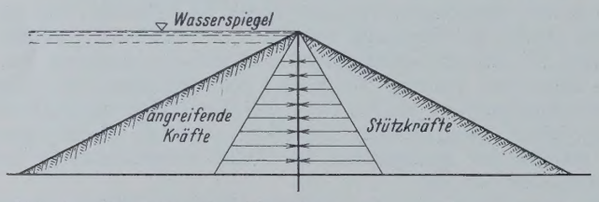


Abb. 1. Idealfall. Das Druckbild der angreifenden Kräfte entspricht dem Druckbilde der Stützkräfte. Der Kern erleidet nur Druckbeanspruchungen.

Auch bei einer weitgehenden Verdichtung des Bodens an der Luftseite (Walzen, Stampfen, Einschlämmen) werden größere Bewegungen des Kernes erforderlich sein, wenn die Luftseite ihre stützende Wirkung ausüben soll.

Die geringste Beanspruchung des Betonkernes und die größtmögliche Ausnutzung der Stützkräfte des Dammes erhält man dann, wenn der Betonkern die Bewegungen ausführen kann, die erforderlich sind, um das Druckbild der angreifenden Kräfte auf der Wasserseite auch auf der Luftseite zu erzeugen (Abb. 1).

Dieser Idealfall wird sich nur mit einer gewissen Annäherung konstruktiv erreichen lassen, da eine reibungslose waagerechte Verschiebungsmöglichkeit auf Schwierigkeiten stößt. Immerhin bildet die Anordnung von waagerechten Fugen ein Mittel, um diesem Idealfall nahezukommen. Bei der Ausbildung des Kernes für den zur Zeit im Bau befindlichen etwa 50 m hohen Staudamm der Sösetalsperre im Westharz wurde aus diesen Erwägungen heraus m. W. erstmalig oberhalb eines in den Felsen eingreifenden Fundamentes eine waagerechte Bewegungsfuge angeordnet (Abb. 2). Vom Standpunkte einer Weiterentwicklung unserer Dammkonstruktionen muß

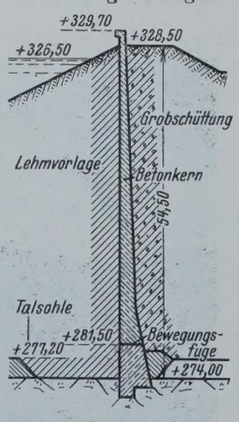


Abb. 2. Ausbildung des Kernes am Staudamm der Sösesperre (Schema).

dieser Entschluß der Bauleitung als großer Fortschritt gewertet werden. Vom Verfasser, der von der Bauleitung auf Grund seiner langjährigen Beschäftigung mit Erddruckfragen in der Hannoverschen Versuchsanstalt für Grundbau und Wasserbau bei den grundsätzlichen Überlegungen zur Mitarbeit herangezogen wurde, wurden damals Annäherungsverfahren für die Berechnung der zu erwartenden Beanspruchungen des Kernes vorgeschlagen, die der Fachwelt von Interesse sein dürften. Sie seien kurz mitgeteilt.

B. Näherungsverfahren für die Berechnung des Betonkernes.

a) Der Kern ist drehbar gelagert (Abb. 3).

Um die Berechnung einfach und übersichtlich zu halten, wird angenommen, daß der Kern ein starres Gebilde darstellt, das an seinem Fuße gelenkig gelagert ist. Der Kern kann dann nur eine Drehbewegung ausführen. Damit der Kern aber diese Bewegung ausführen kann, muß der luftseitige Dammteil um das mit der Entfernung vom Drehpunkte gleichmäßig zunehmende waagerechte Verschiebungsmaß zusammengedrückt

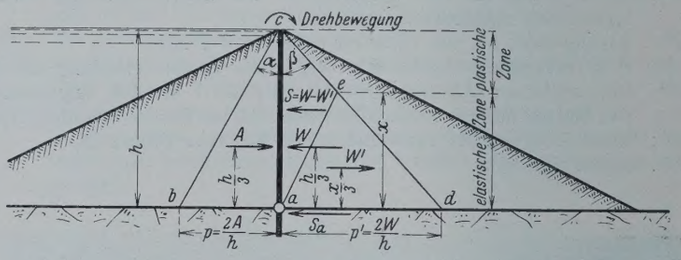


Abb. 3. Ansatz der Kraftwirkungen bei drehbarer Lagerung des Kernes am Kernfuß. — Resultierende Kraftwirkung: $A = \Delta abc$; $S = \Delta ace$; Einzelkraft S_a im Drehpunkte.

werden. Dieser Zusammendrückung setzt der Damm einen Widerstand gegenüber, der in seiner Gesamtheit die Stützkraft für den Kern bildet. Für den Widerstand des Dammes gegen eine waagerechte Zusammendrückung kann in größerer Tiefe elastisches Verhalten der Schüttung angenommen werden. In dieser elastischen Zone sind also die erzeugten Gegendrücke verhältnisgleich den Verschiebungen. Das Druckbild ist ein rechtwinkliges Dreieck mit dem Kern und dem größten Gegendruck als Katheten (Abb. 3). In der Nähe der Dammkrone setzt der Damm einer waagerechten Zusammendrückung einen sehr kleinen, mit der Tiefe wachsenden Widerstand entgegen. Da bei einer Drehung des Kernes dort die Verschiebungen am größten sind, kann angenommen werden, daß bis auf eine gewisse Tiefe unter der Dammkrone der durch die Formeln für den Erdwiderstand (passiven Erddruck) gegebene Grenzwert des Gegendruckes vorhanden ist. Diesem Gegendruck entspricht plastisches

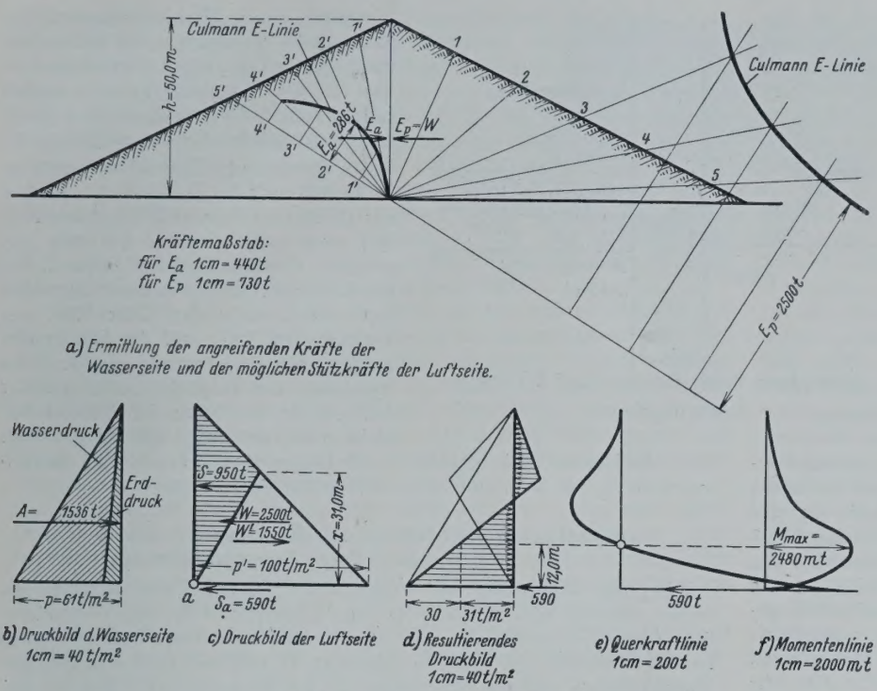


Abb. 4. Berechnungsbeispiel.
Dammhöhe 50 m, Schüttmaterial grober Sand $q = 33\,°/_0$; $\gamma = 1{,}0$ bzw. $1{,}65$ t/m³.

Verhalten des Bodens, da er sich aus dem Gleitwiderstand eines Bodenkeiles bestimmt. Der spezifische Erdwiderstand wächst geradlinig mit der Tiefe, so daß auch die Dreieckfigur im plastischen Bereich durch ein Dreieck gebildet wird. Die Höhe x über dem Drehpunkte des Kernes, an dem die beiden Dreiecke ineinander übergehen, kann aus der Momentengleichung um den Drehpunkt A, wie folgt, bestimmt werden:

A = Summe der angreifenden Kräfte auf der Wasserseite des Kernes = Wasserdruck und Erddruck = Dreieck $a\,b\,c$,

W = möglicher Widerstand des Dammes gegen eine waagerechte Verschiebung durch eine waagerechte Kraft = Erdwiderstand (passiver Erddruck) = Dreieck $a\,c\,d$,

W' = nicht beanspruchter Teil des Erdwiderstandes = Dreieck $a\,e\,d$.

Aus der Abbildung ergibt sich:

$$A = \frac{p\,h}{2}; \qquad W = \frac{p'\,h}{2}; \qquad W' = \frac{p'\,x}{2}$$

und mit $\mu_a = \frac{p}{h} = \operatorname{tg}\alpha$ sowie mit $\mu_p = \frac{p'}{h} = \operatorname{tg}\beta$

$$A = \frac{\mu_a\,h^2}{2}; \qquad W = \frac{\mu_p\,h^2}{2}; \qquad W' = \frac{\mu_p\,h\,x}{2}.$$

Hieraus die Momentengleichung:

$$A\cdot\frac{h}{3} - W\cdot\frac{h}{3} + W'\cdot\frac{x}{3} = 0$$

$$\frac{\mu_a\,h^3}{6} - \frac{\mu_p\,h^3}{6} + \frac{\mu_p\,x^2\,h}{6} = 0$$

$$x^2 = h^2 - \frac{\mu_a}{\mu_p}\cdot h^2$$

$$x = h\sqrt{1 - \frac{\mu_a}{\mu_p}}.$$

Der durch den luftseitigen Dammteil ausgeübte Stützdruck S = Inhalt des Dreieckes $a\,c\,e$ =

$$W - W' = \frac{\mu_p\,h^2}{2} - \frac{\mu_p\,h\,x}{2}$$

$$S = \mu_p\cdot\frac{h^2}{2}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{\mu_a}{\mu_p}}\right).$$

Die Größe des am Drehpunkt aufzubringenden Stützdruckes S_a ergibt sich zu

$$S_a = A - S$$

$$W_o = \frac{\mu_a\,h^2}{2} - \frac{\mu_p\,h^2}{2}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{\mu_a}{\mu_p}}\right),$$

$$W_o = \frac{h^2}{2}\left[\mu_a - \mu_p\left(1 - \sqrt{1 - \frac{\mu_a}{\mu_p}}\right)\right].$$

Die Auswertung der Formeln soll an einem Zahlenbeispiel (Abb. 4) gezeigt werden.

Zahlenbeispiel.

1. Annahmen:
Dammhöhe 50 m. Reibungswinkel des Schüttbodens $\varrho = 33°$. Böschungsneigung beiderseitig 1:2. Wasserstand bis zur Dammkrone.

2. Berechnung der Grundwerte:
Angreifende Kräfte an der Wasserseite: Aktiver Erddruck in der anschaulichen Darstellung der Culmannschen E-Linie bestimmt für $\varrho = 33°$, $\gamma = 1{,}0$ (Boden unter Wasser) zu 286 t. Wasserdruck für 50 m Höhe $= \frac{50^2}{2} = 1250$ t.

$$A = 286 + 1250 = 1536 \text{ t}$$

$$p = \frac{2\,A}{h} = \frac{3072}{50} = 61 \text{ t/m}^2$$

$$\mu_a = \frac{p}{h} = \frac{61}{50} = 1{,}22.$$

Möglicher Erdwiderstand gegen eine waagerechte Verschiebung des luftseitigen Dammteiles bestimmt aus der Culmannschen E-Linie für $\gamma = 1{,}65$, $\varrho = 30°$ zu 2500 t.

$$p' = \frac{2\cdot 2500}{50} = 100 \text{ t/m}^2$$

$$\mu_p = \frac{p'}{h} = \frac{100}{50} = 2{,}00.$$

3. Anwendung der Formeln:

$$x = h\sqrt{1 - \frac{\mu_a}{\mu_p}}$$

$$= 50\sqrt{1 - \frac{1{,}22}{2{,}00}} = 31{,}0 \text{ m}.$$

Nicht ausgenutzter Erdwiderstand:

$$W' = \frac{100\cdot 31}{2} = \underline{1550 \text{ t}}$$

Stützdruck in dem luftseitigen Dammkörper:

$$S = 2500 - 1550 = \underline{950 \text{ t}}$$

Stützpunkt am Drehpunkt:

$$S_a = A - S = 1536 - 950$$
$$= 586$$
$$= \underline{\text{rd. } 590 \text{ t}}.$$

Sämtliche Kraftwirkungen für die zugrunde gelegte Ausbildung des Kernes sind somit bekannt, und die Berechnung des Kernes ist möglich. Die Belastungsbilder zeigen, daß der für die Schubkräfte ungünstigste Querschnitt am drehbaren Auflager liegt. Der Auflagerdruck bedingt beispielsweise bei einer zugelassenen Schubspannung von 8 kg/cm² = 80 t/m² eine Kernbreite von rd. 7,00 m. Das größte Moment an der Stelle 0 der Querkraftlinie berechnet sich zu:

$$\max M = 12\cdot 590 - (12\cdot 30\cdot 6) - \frac{30\cdot 12}{2}\cdot 8$$
$$= 6080 - 2160 - 1440 = \underline{2480 \text{ tm}}.$$

Für den nicht bewehrten Betonquerschnitt ergibt sich bei einer an sich hohen Zugspannung von 10 kg/cm² = 100 t/m² ein erforderliches Widerstandsmoment von rd. 25 m³ oder eine Stärke von $\sqrt{25} = 5{,}00$ m.

Das vorgeschlagene Verfahren ist einfach und übersichtlich. Die Kritik des Verfahrens ergibt, daß die Formänderungen des Kernes vernachlässigt sind, da diese das Druckbild etwas ändern werden. Die Berücksichtigung dieser Formänderung müßte auf Grund eines umständlichen statisch unbestimmten Rechnungsverfahrens geschehen. Die Ergebnisse dieser genaueren Rechnung dürften aber auch keinen größeren Anspruch auf Wahrscheinlichkeit besitzen, da die Genauigkeit des Rechnungsverfahrens nicht die an sich vorhandenen Fehlerquellen bei der Erfassung der Grundwerte beheben kann.

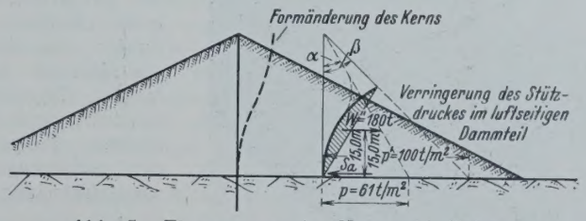


Abb. 5. Einspannung des Kernes im Felsen.

b) Der Kern ist am Fuße in den Felsen eingespannt.

Die Möglichkeit einer Drehbewegung des Kernes erfordert aber, soweit der Kern tief in den Felsen einbindet, entsprechende konstruktive Maßnahmen. Sind diese nicht vorgesehen, so muß für die Berechnung eine Einspannung am Kernfuß angenommen werden. Man kommt zu

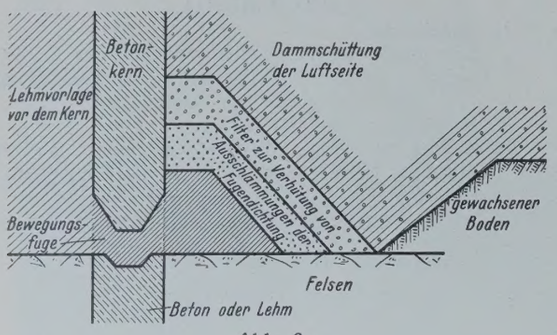


Abb. 6a.
Abdichtung durch bindigen Boden.

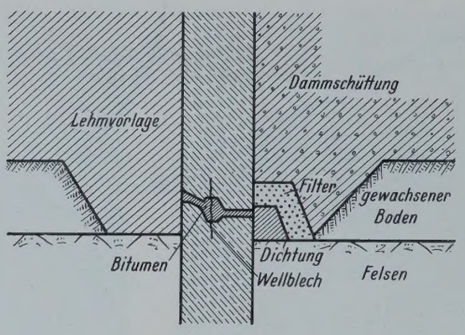


Abb. 6b.
Abdichtung durch Bitumen und Wellblech.

Abb. 6. Generelle Lösungen für die Anordnung einer Bewegungsfuge.

einem Maßstabe für die Beanspruchungen des Kernes bei dieser Bauweise, wenn man von dem unter a) beschriebenen Fall der drehbaren Lagerung ausgeht. Die bei Einspannung mögliche Formänderung des Kernes ist ihrer Art nach in Abb. 5 eingetragen. Durch fehlenden Drehwinkel am Fuße des Kernes können jetzt die möglichen Stützkräfte des luftseitigen Dammteils noch weniger ausgenutzt werden als bei der frei drehbaren Lagerung. Es geht also an der Stützkraft der schraffiert gezeichnete Teil W'' verloren, und damit wird die früher vorhandene Momentengleichheit aufgehoben. Sie wird durch das Stützmoment wieder erzielt. Durch das Auftreten des Stützmomentes werden die Beanspruchungen des Kernes durch Drehmomente geringer, die aus der Forderung der Kräftegleichheit in der Waagerechten errechnete Auflagerkraft wird aber um die Verringerung des Stützdruckes des luftseitigen Teiles größer und damit die Schubbeanspruchung in der Fuge über dem Felsen. Unterstellt man beispielsweise den schraffiert eingezeichneten Fall, so ergibt sich folgende Änderung:

Verminderung des Stützdruckes = Inhalt der schraffierten Fläche = 180 t = Vergrößerung des Stützdruckes. Hebelarm bezogen auf den Fußpunkt des Kernes = 15,00 m.

$$\text{Stützmoment } 180 \cdot 15 = 2700 \text{ t}$$
$$\text{Stützdruck} = 590 + 180 = 770 \text{ t}.$$

Mit den Beanspruchungen von 10 kg/cm² = 100 t/m² für Zugbeanspruchung und 8 kg/cm² = 80 t/m² für Schubbeanspruchung kommt man zu einem erforderlichen Widerstandsmoment von $\frac{2700}{100} = 27$ m³ und zu einer Kernbreite von $\sqrt{27} = 5{,}1$ m aus der Momentenbeanspruchung sowie $\frac{770}{80} = 9{,}6$ m aus der Schubbeanspruchung. Da der Kern nur die Dichtung des Dammes übernehmen soll, sind das recht große Abmessungen. Die Abmessungen lassen sich durch Eisenbetonkonstruktion naturgemäß verringern. Mit Recht sieht man aber bei derartigen Konstruktionen, die für die Ewigkeit gebaut werden sollen, von der Verwendung von Eisen an unzugänglichen Stellen möglichst ab.

In vorstehender Überschlagsrechnung ist die Wirkung der Elastizität des Kernes nur für den am Dammfuß liegenden Teil, und zwar auch nur ihrer Art nach, angesetzt. Größere Elastizität bewirkt, daß das Druckbild im luftseitigen Dammteil sich etwas mehr dem Druckbilde der angreifenden Kräfte auf der Wasserseite anpaßt, als angenommen wurde. Da hierdurch die mögliche Stützkraft der Luftseite in der Nähe der Dammkrone nicht mehr voll ausgenutzt wird, muß, wenn die Druckverteilung (Abb. 5) am Dammfuß erhalten bleibt, die Auflagerkraft S_a am Dammfuß sich noch weiter vergrößern.

c) Gesichtspunkt für die Ausbildung des Kernes nach dem Idealfall waagerechter Bewegungsmöglichkeit.

Bei der Ausführung der waagerechten Gleitfuge muß Vorsorge getroffen werden, daß möglichst geringe Widerstände für das Verschieben des Kernes auftreten und daß das Druckwasser des Stausees keinen Durchfluß findet. Um beide Bedingungen zu erfüllen, kann man bindigen Boden nehmen und die Ausführung der Art nach etwa nach Abb. 6a ausbilden. Es muß hierbei durch eine Filtervorlage an der Luftseite dafür gesorgt werden, daß der Wasserdruck keine Lehmteile ausspült. Bei der Bauausführung muß angestrebt werden, daß der Dichtungsdruck des Kernes möglichst groß wird. Dies wird man zweckmäßig dadurch erreichen, daß man den Kern erst auf eine größere freie Höhe baut, ohne ihn zu hinterfüllen, weil mit wachsender Bauhöhe des Dammes leicht eine Aufhängung des Kernes stattfinden kann. An Stelle des Lehmes in der Bewegungsfuge kann man auch zähes Material nehmen, beispielsweise Bitumen, und die Fuge außerdem noch durch eine lotrechte Blecheinlage abschließen, eine Ausführungsart, die auch für senkrechte Bewegungsfugen vielfach zur Durchführung kommt. Diese Ausführung (Abb. 6b) entspricht grundsätzlich der Durchbildung, wie sie von der Bauleitung bei den Harztalsperren gewählt wurde. Auch bei dieser Ausführung ist die Erzeugung eines möglichst hohen Dichtungsdruckes anzustreben, besonders im Hinblick darauf, daß der nach den Bewegungen vorhandene Auflagerdruck schwer zu erfassen ist, weil die lotrechten Reibungskräfte sowohl als Zusatzlast wie auch als Entlastung des Kernes in Wirkung treten können. Zweckmäßig scheint es auch hier, hinter der Dichtungsfuge noch eine Lehmvorlage mit Filter anzuordnen.

Die Aufzeichnung rasch wechselnder Dehnungen mit Hilfe des Extensographen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr. **J. Geiger**, Augsburg.

In der im Bauingenieur 1924, Heft 19, vom Verfasser veröffentlichten Abhandlung „Dynamische Untersuchungen von Brücken“ wurde erstmals darauf hingewiesen, daß Dehnungsmesser, die zur Untersuchung rasch wechselnder Dehnungschwankungen, wie sie beispielsweise bei Brücken, aber auch beim Eisenbahnoberbau, bei Land- und Schienenfahrzeugen usw. vorkommen, neben ihren statischen Eigenschaften auch gewisse dynamische Eigenschaften haben sollen. In kurzen Worten ausgedrückt: „Die niedrigste am Meßgerät vorkommende Eigenfrequenz soll höher sein als die höchste Frequenzzahl der wichtigeren Dehnungschwankungen“.

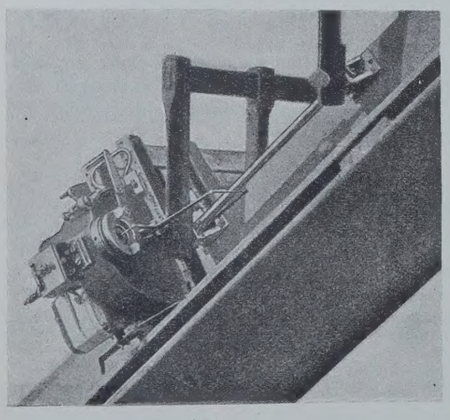


Abb. 1.

Erfreulicherweise ist die damalige Anregung in weiten Kreisen auf fruchtbaren Boden gefallen; sie hat u. a. mittelbar ein Preisausschreiben der Deutschen Reichsbahn veranlaßt, man hat sich mit der dynamischen Seite der verschiedenen Dehnungsmeßgeräte eingehend befaßt, und man ist sich insbesondere über die damals vom Verfasser aufgestellten Forderungen einig. — Das vom Verfasser damals angegebene Meßgerät ist in seiner ursprünglichen Form vielfach, und zwar mit gutem Erfolg, insbesondere in Rußland

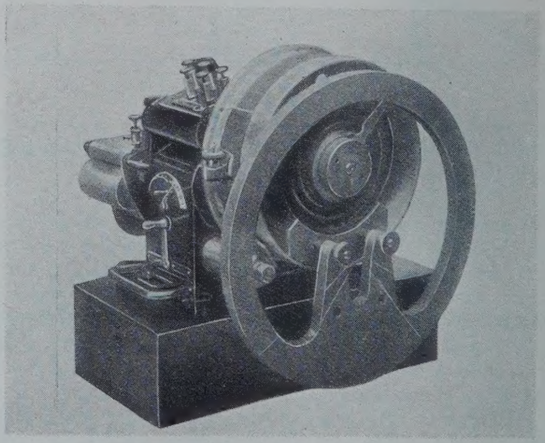


Abb. 2. Vibrograph.

und in Bayern verwendet worden. Das damalige Gerät war, wie man bei einem Vergleich der hier als Abb. 1 wiedergegebenen dortigen Abb. 6 mit dem Vibrographen Abb. 2 ohne weiteres erkennen kann, ein

für Spannungsmessungen umgebauter Universalapparat, der ebenso auch zu einem Torsiographen[1]), zu einem Tachographen, einem Vibrographen, einem Apparat zum Messen der Federdurchbiegungen eines Fahrzeuges während der Fahrt usw. umgebaut werden kann. Dieser Universalapparat besitzt infolgedessen den schwerwiegenden Vorteil, daß man mit ihm sozusagen eine große Reihe von Meßgeräten auf einmal, und zwar für einen verhältnismäßig niedrigen Preis bekommt, der in keinem Verhältnis steht zu dem, den man anlegen müßte, wenn man für jeden einzelnen Meßzweck sich je ein besonderes Meßgerät beschaffen wollte.

Auf der anderen Seite ist es verständlich, daß man für einen ganz bestimmten Meßzweck aus einem solchen Universalmeßgerät nicht sozusagen das Alleräußerste herausholen kann.

Es verlohnt sich, diesen Punkt etwas zu beleuchten: Während vor der obengenannten Veröffentlichung die dynamischen Eigenschaften der Dehnungsmessungen überhaupt nicht näher untersucht wurden, wünschte das bereits erwähnte Preisausschreiben eine niedrigste Eigenfrequenz des Meßgerätes von möglichst über 800/sek. Neuerdings wird sogar vorgeschlagen, die Eigenfrequenz solle bei oder über 1200/sek liegen, und damit wird zu begründen versucht, an Stelle mechanisch arbeitender Dehnungsmesser elektrische zu setzen.

Nachdem ich vor 5 Jahren selbst dafür eingetreten bin, daß unsere Dehnungsmesser eine hohe Eigenschwingungszahl besitzen sollen, hoffe ich nicht als rückschrittlich angesehen zu werden, wenn ich jetzt offen erkläre, daß man mit dem Verlangen nach einer Apparateigenfrequenz von 1200 Hertz oder darüber m. E. über das Ziel hinausschießt.

Ich weise zunächst darauf hin, daß die raschesten, bisher überhaupt an Brücken mit dem sehr empfindlichen elektrischen Dehnungsmesser des R. Z. A. festgestellten Schwingungen nicht über 350 Hertz betrugen, daß diese raschen Schwingungen aber gleichzeitig außerordentlich klein waren, die häufig vorkommenden Schwingungen dagegen sehr viel niedrigere Frequenzen hatten.

Freilich muß man aus theoretischen Gründen erwarten, daß eine Brücke, wenn sie angestoßen wird, unter Umständen noch raschere Schwingungen als solche mit 350/sek ausführt, ja, sie wird auch noch raschere als 1200/sek ausführen. Die Frage, auf die es hier ankommt, ist aber, wie stark sind die hierbei auftretenden Amplituden: d. h. wenn wir das entstehende Dehnungszeitdiagramm in seine einzelnen Sinusschwingungen zerlegen, wie groß sind hierbei die Ausschläge der mit 350/sek und noch rascher wechselnden Dehnungschwankungen, verglichen mit den statischen und den nur langsam wechselnden Dehnungen. Es empfiehlt sich, hier an einen Analogiefall aus der Akustik zu erinnern.

Eine Klaviersaite, die in $^1/_7$ ihrer Länge durch einen elastischen Hammer angeschlagen wird, vollführt neben dem Grundton auch sogen. Oberschwingungen. Bezeichnen wir die Stärke des Grundtones mit 100 %, so ist z. B. die Stärke des 6mal so rasch wechselnden Obertones auch im ungünstigsten Falle nur 1,3 %, ist also praktisch so klein, daß man sie vernachlässigen darf.

Auf Brücken übertragen, würde das, da deren Grundperioden in der Gegend bis zu 10/sek liegen, den Schluß rechtfertigen, daß Dehnungschwankungen, die rascher als etwa 160mal in 1 sek wechseln, praktisch vernachlässigbar klein sein werden. Dazu kommt noch, daß wir bei der Klaviersaite von einem Schlage sprachen. Bei der Brücke handelt es sich aber zunächst um die statische Dehnung, über die sich noch langsame dynamische Dehnungen darüber lagern, die hinsichtlich ihrer Frequenzzahl genügend bekannt sind, wie z. B. der Einfluß der Massenkräfte der Triebwerkteile der Lokomotive. Erst über diese gesetzmäßigen Einflüsse, die vergleichsweise langsam wechseln, lagern sich die Stoßeffekte, die aber insgesamt doch an Größe erheblich hinter der statischen Dehnung und den langsam wechselnden Dehnungen zurückstehen. Selbstverständlich sind die Ergebnisse nicht für alle Brücken gleich: Bei ganz kurzen Brücken wird man eher mit raschen Dehnungen rechnen müssen als bei langen: Man wird aber auch bei kurzen Brücken Dehnungschwankungen von mehr als 200/sek in einer solchen Größe, daß sie praktisch nicht mehr vernachlässigt werden dürfen, nach den bisherigen Erfahrungen kaum finden.

Man kann allerdings nun einwenden: Wenn wir einen Dehnungsmesser haben, der etwa eine Eigenfrequenz von 400/sek besitzt, und es treten in der Brücke Dehnungschwankungen von ungefähr dieser Frequenzzahl, wenn auch von sehr geringer Größe, auf, so werden diese durch Resonanz mit der Eigenfrequenz des Meßgerätes stark verzerrt. Das tritt aber nur ein, wenn das Meßgerät eine zu kleine Dämpfung besitzt. Ist die Dämpfung eine sogenannte halbaperiodische, d. h. ist sie halb so stark, als dem Grenzwert der aperiodischen Dämpfung entspricht, so kann man von einer sehr starken Verzerrung auch dann nicht gut reden, wenn gerade Resonanz vorliegt: Es wird hier nämlich der Ausschlag um rund 40 % größer, als er in Wirklichkeit ist, wiedergegeben. Dabei ändern sich die Verhältnisse nicht zu sehr, wenn die Dämpfung etwas schwächer oder insbesondere stärker als die halbaperiodische ist. Diese Verzerrung ist aber nicht allzu schädlich, da es sich im allgemeinen ohnehin nur um ganz schwache Schwingungen handelt. Außerdem kann man, wenn man wirklich einmal Wert darauf legt, solche ganz rasch wechselnde Ausschläge genau zu ermitteln, für diese — aber auch nur für sie allein — einen Korrektionsfaktor anbringen.

Das gesamte Dehnungsdiagramm wird, wenn die Dämpfung in der Gegend der halbaperiodischen liegt, nicht allzu ungünstig beeinflußt, da die bereits angeführte Verzerrung nur für solche Dehnungschwankungen gilt, die gerade in Resonanz mit der Apparateeigenfrequenz sind. Für langsamere Dehnungschwankungen ist sie natürlich viel kleiner.

Auf der anderen Seite würde man aber mit Recht einen Dehnungsmesser, der eine noch viel höhere Eigenfrequenz, also beispielsweise eine solche über 1200/sek besitzt, gegenüber einem solchen mit niedrigerer Eigenfrequenz vorziehen, wenn der erstere nicht andere Nachteile besitzt.

In diesem Zusammenhange dürfte ein allgemeiner Vergleich zwischen den elektrischen und den rein mechanischen Verfahren zur Aufzeichnung rasch wechselnder Dehnungen wohl am Platze sein. Bei rein mechanischen Verfahren lassen sich die Einflüsse, die Fehler in der Anzeige bewirken, m. E. leicht übersehen, und man kann die weitaus wichtigste Größe, die unterste Eigenfrequenz des Meßgerätes jeweils an dem zu untersuchenden Träger selbst, also unter den für die eigentliche Messung in Betracht kommenden Verhältnissen bequem durch Anstoßen ermitteln und sieht sofort das Ergebnis. Bei elektrischen Meßverfahren muß dagegen, soweit die Bestimmung der Eigenfrequenz an Ort und Stelle möglich ist, erst der zugehörige Streifen entwickelt und fixiert werden. Es steht außer Frage, daß ein derartiges Verfahren umständlicher und zeitraubender ist.

Die Notwendigkeit des Entwickelns und Fixierens haftet natürlich sämtlichen Verfahren, die mit optischer Registrierung arbeiten, als Nachteil an. Es ist m. E. bei der mechanischen Registrierung ein beachtenswerter Vorteil, daß man das Diagramm dauernd während des Entstehens beobachten kann und, um nur einen Fall zu erwähnen, Stöße, die ein unrundes Rad auf eine Brücke ausübt, im gleichen Augenblick, wo man sie am eigenen Leibe fühlt und mit dem eigenen Ohr hört, auch im Diagramm aufzeichnen sieht. Manchen Einfluß, über dessen Ursache man im Zweifel sein wird, wenn das Diagramm erst einige Zeit nach der Aufnahme besichtigt werden kann, wird man so ohne weiteres erkennen.

Auf der anderen Seite steht es naturgemäß außer Frage, daß man mit rein mechanischen Verfahren die Eigenfrequenz des Meßgerätes nicht so hoch legen kann wie bei geeignetem elektrischen Meßverfahren. Ausschlaggebend ist schließlich, wie weit man zuverlässig mit mechanischen Meßverfahren kommt; darüber hinaus muß man und wird man gern die Umständlichkeiten der elektrischen Registrierung in Kauf nehmen.

Bei diesem Vergleich der mechanischen und elektrischen Meßverfahren dürfte es am Platze sein, noch einige Punkte zu berühren, die den mechanischen Dehnungsmeßverfahren vorgeworfen werden:

1. Es wird auf das sogenannte „unvermeidliche Spiel in den Gelenken" hingewiesen. Dazu ist zu sagen, daß bei einem wirklich guten mechanisch registrierenden Apparat dieses Spiel durch Federschluß aufgehoben werden kann. Dies läßt sich aber, wenn man die Feder ausreichend kräftig wählt, auch für die raschesten Dehnungschwankungen, für die mechanische Dehnungsmesser neuester Bauart noch geeignet sind, mit Sicherheit erreichen.

2. Es wird eingewendet, wenn man die Feder so kräftig wählt, entstehe zu große Reibung. Daß dies nicht allgemein richtig ist, erkennt man ohne weiteres an dem Eigenschwingungsdiagramm Abb. 3 des weiter unten beschriebenen Dehnungsmessers, des Extensographen: Der aus seiner Gleichgewichtslage ausgelenkte Schreibhebel kehrt jedesmal wieder genügend in seine Nullage zurück.

3. Ein weiterer Einwand ist, daß durch die Masse des Schreibwerkes, das hier unmittelbar an dem betreffenden Brückenträger selbst angebracht werden muß, die Aufzeichnungen stets störend beeinflußt würden. Das gilt wenigstens bis zu einem gewissen Grade, wenn man bei einer alten Gitterbrücke an einem schwachen Diagonalstab Dehnungsmessungen durchführen will, da diese Stäbe manchmal so schwach sind, daß man sie bereits mit der Hand etwas durchbiegen kann. Mit diesem Ausnahmefall an veralteten Brücken brauchen wir uns aber nicht weiter zu befassen. Bei neuzeitlichen Brücken, insbesondere bei Fachwerkbrücken sind dagegen auch die schwächsten Diagonalstäbe so steif, daß eine störende Beeinflussung durch die Masse des an ihnen befestigten Schreibwerkes, auch wenn dieses vielmals schwerer wäre, noch nicht im geringsten zu befürchten ist. Auf der anderen Seite bietet die Befestigung des Schreibwerkes an dem zu untersuchenden Stab in der Nähe des Meßgerätes den sehr beachtenswerten Vorteil, daß man die auftretenden Stöße, die der Dehnungsmesser verzeichnet, gleichzeitig mitfühlt und mithört.

Eine Beeinflussung des eigentlichen Meßgerätes durch die Masse des Schreibwerkes läßt sich aber erfahrungsgemäß vermeiden: Man ordne

[1]) Zum Messen von Dreherschütterungen, des Ungleichförmigkeitsgrades, der Winkelabweichung, der Drehschwingungen und kritischen Drehzahlen umlaufender Wellen.

das Uhrwerk, das zum Fortbewegen des Papierbandes dient, sowie die Zeitmarkenuhr getrennt vom Meßgerät an. Daß übrigens bei einem kräftigen Träger diese Massen, auch wenn sie unmittelbar am Meßgerät angeordnet sind, solange sie noch nicht allzu groß sind, noch nicht schädlich wirken, zeigt folgender Versuch. Bei dem weiter unten beschriebenen mechanischen Dehnungsmesser befestigten wir durch Anklemmen an einer besonders ungünstigen, weil ziemlich exponierten Stelle ein Einkilo- bezw. Zweikilogewicht, ohne daß hierdurch eine offenkundige Beeinflussung etwa in Form einer Erniedrigung der Eigenfrequenz eingetreten wäre.

4. Ein Nachteil freilich wird mechanischen Verfahren zur Messung rasch wechselnder Dehnungen immer anhaften: Man kann mit der Vergrößerung entschieden nicht so weit gehen wie bei den elektrisch optischen Verfahren, die den masselosen Lichtstrahl benutzen. Jedoch sei bemerkt, daß man, wie noch gezeigt werden soll, immerhin die Vergrößerung so stark wählen kann, daß man damit für praktische Zwecke — und darauf kommt es schließlich an — gut auskommt.

5. Auf der anderen Seite besitzen mechanische Dehnungsmesser den Vorteil niedrigeren Preises, da zu den elektrischen Dehnungsmessern stets der teure Oszillograph sowie, wenn man Wert auf eine einigermaßen rasche Auswertung legt, ein Meßwagen mit Dunkelkammer und allen sonstigen Hilfseinrichtungen dazu kommen. Insbesondere die letzteren Kosten sind weit höher als jene der Dehnungsmesser selbst. Sie fallen erst dann weniger ins Gewicht, wenn man etwa mit 20 Dehnungsmessern gleichzeitig arbeitet. Dieser Fall dürfte aber — abgesehen von wissenschaftlichen Ausnahmefällen — praktisch nicht in Frage kommen.

Beim mechanischen Dehnungsmesser sind im Vergleich zur ganzen Apparatur verhältnismäßig teure Teile das Laufwerk und die Zeitmarkenuhr. Für den Fall, daß man mit einer größeren Anzahl von Dehnungsmessern gleichzeitig arbeiten wollte, benötigt man für alle Apparate zusammen nur eine Zeitmarkenuhr; ebenso kann man, falls man an einem Träger an zwei verschiedenen Stellen Dehnungsmessungen durchführen will, mit einem Laufwerk auskommen.

M. E. dürften elektrische Dehnungsmesser insbesondere wegen der Notwendigkeit eines nicht leicht zu bedienenden empfindlichen Oszillographen auf solche seltenere Fälle beschränkt bleiben, bei denen auf die formrichtige Aufzeichnung von Dehnungschwankungen, die rascher als 200 mal in 1 sek wechseln, ausschlaggebender Wert gelegt wird, d. h. also auf wissenschaftliche Sonderuntersuchungen, bei denen der Zeit- und Kostenaufwand, sowie die Umständlichkeit in der Handhabung weniger ins Gewicht fallen. Für die gewöhnlichen in der Praxis vorkommenden Untersuchungen dürften sich dagegen mechanische Dehnungsmesser, soweit sie den bereits skizzierten Anforderungen, besonders hinsichtlich einer Höhe ihrer Eigenfrequenz von über 200/sek entsprechen, einbürgern.

Als wohl einziger und praktisch erprobtester von den bisherigen mechanischen Dehnungsmessern erfüllt diese Forderungen der im Jahre 1928 von der Firma Lehmann & Michels gebaute

Extensograph.

Dieser ist aus dem bereits eingangs erwähnten, im Bauingenieur 1924 beschriebenen Dehnungsmesser des Verfassers entstanden. Maßgebend für die dabei durchgeführten Verbesserungen waren sowohl die inzwischen vom R. Z. A. durchgeführten Schütteltischversuche, als auch Untersuchungen, die die Firma Lehmann & Michels an einer eigens für diesen Zweck gebauten Versuchsanlage durchführte.

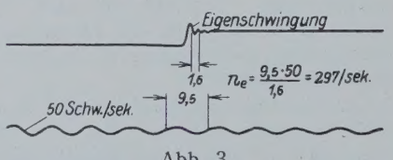


Abb. 3.

Der Aufbau der Meßanordnung ist aus Abb. 4 bis 8 ersichtlich. Die beiden Schraubzwingen 1 und 2 sind an dem zu untersuchenden Bauteil fest angeschraubt. In 1 ist die Meßstange 3 in einem Gelenk mit zwei Freiheitsgraden ohne jedes Spiel befestigt. Die Spitze der Meßstange greift an den kurzen Arm des waagerechten Hebels 4 an, der drehbar in der Schraubzwinge 2 gelagert ist. Es sind zwei Meßstangen vorgesehen, die eine Meßlänge von 200 bezw. 400 mm ergeben.

Die Länge der Meßstange kann mittels Feingewindes der Meßstrecke genau angepaßt werden, auch kann dadurch die Nullinie auf dem Diagrammstreifen beliebig nach der Mitte oder nach einer der beiden Seiten verschoben werden. Der lange Arm des waagerechten Hebels 4 hat zwei Angriffspunkte, entsprechend zwei Vergrößerungsmöglichkeiten.

Die Schraubzwinge 2 (Abb. 7) trägt in einer Schwalbenschwanzführung mit Klemmkeil das Gehäuse 5 des eigentlichen Aufnahmeapparats. Seitlich ist am Gehäuse der senkrechte Vergrößerungshebel 6 befestigt. Das Gehäuse kann nach dem Lösen der Schrauben 7 des Klemmkeils (Abb. 4) verschoben werden. Dies ist notwendig, um den einen oder anderen der beiden Angriffspunkte auf dem langen Arm des waagerechten Hebels 4 mit dem senkrechten Hebel 6 in Verbindung bringen zu können. Bei der starken Vergrößerung muß das Gehäuse rechts, bei der kleinen links

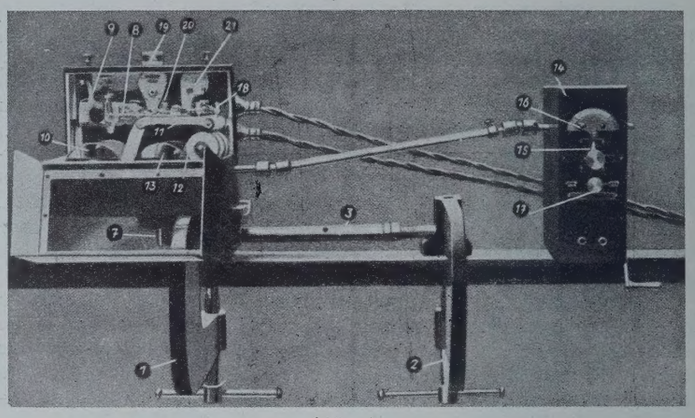


Abb. 4.

genau mit der Führung abschließen. In diesen Stellungen steht das Körnerloch des kurzen Armes vom senkrechten Hebel 6 genau über dem einen oder anderen Körnerloch des langen Armes vom waagerechten Hebel 4. Eine Übertragungsnadel, die mit ihren Spitzen in diesen beiden Körnerlöchern geführt wird, stellt die Verbindung her. Der senkrechte Hebel 6 hat nur eine Vergrößerung. Eine waagerecht liegende Übertragungsnadel, die am oberen Ende des langen Armes vom senkrechten Hebel 6 in einem Körnerloch geführt wird, führt von dort durch das Gehäuse zum Schreibhebel 8, der gleichzeitig Vergrößerungshebel mit drei Übersetzungsmöglichkeiten ist. — Die einzelnen Teile der Hebelübertragung sind durch Federspannung derart miteinander verbunden, daß selbst bei den höchsten Schwingungszahlen ein Abklappen der Übertragungsnadeln oder dergleichen unmöglich ist.

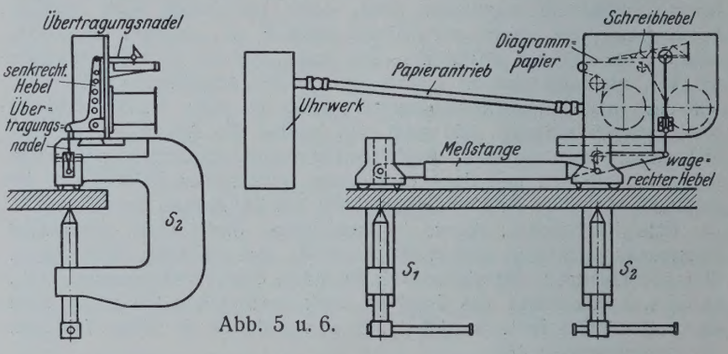


Abb. 5 u. 6.

In Abb. 8 ist ein Schema der Hebelübersetzung dargestellt. Ferner sind in nachstehender Tabelle die Vergrößerungen und Spannungsmaßstäbe für die beiden Meßstangen angegeben. Den Meßstäben ist ein Prüfkörper mit dem Elastizitätsmodul $2{,}2 \cdot 10^6$ kg/cm² zugrunde gelegt.

Vergrößerungen:

Hebel I	3,14	3,14	3,14	6,28	6,28	6,28
Hebel II	5	5	5	5	5	5
Schreibhebel	3,5	7	14	3,5	7	14
Gesamtvergrößerung	55	110	220	110	220	440
Spannung in kg/cm² für 1 mm Diagrammausschlag						
bei einer Meßlänge von 200 mm	200	100	50	100	50	25
bei einer Meßlänge von 400 mm	100	50	25	50	25	12,5

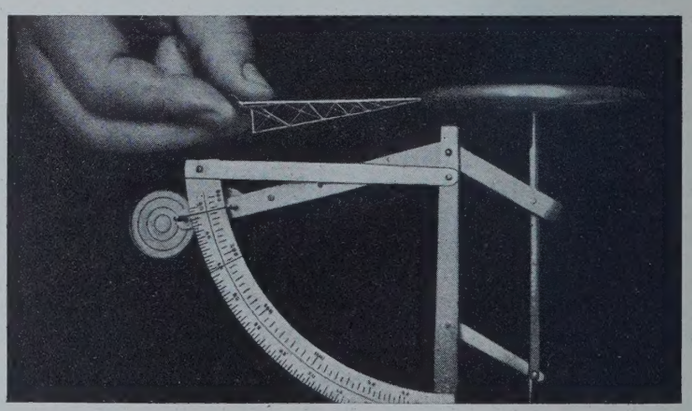


Abb. 8a.

Die Tabelle zeigt, daß mit kurzer Meßstange und geringster Vergrößerung bei Annahme einer nutzbaren Diagrammbreite von 40 mm Spannungen bis zu den höchsten in der Praxis überhaupt vorkommenden aufgezeichnet werden können. Bei langer Meßstange und stärkster Vergrößerung dagegen entspricht 1 mm Diagrammausschlag einer Spannung von 12,5 kg/cm², so daß Spannungsunterschiede von nur 5 kg/cm² noch deutlich abzulesen sind.

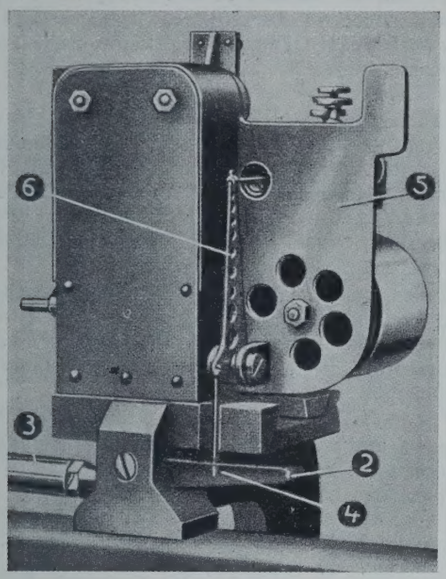


Abb. 7.

Die Aufzeichnung geschieht mit Hilfe der bei anderen überall eingeführten Meßgeräten[2]) seit langen Jahren bestens bewährten Tintenregistrierung, bei der bei richtiger Einstellung nur die verschwindend geringe Flüssigkeitsreibung zwischen der kleinen Flüssigkeitskuppe an der Schreibspitze und dem Diagrammstreifen in Frage kommt. Diese Flüssigkeitsregistrierung hat bemerkenswerterweise auch in den zahlreichen Fällen, in denen die Apparate strenger Kälte ausgesetzt waren, niemals versagt, was sich durch die Anwendung einer Sondertinte von niedrigem Gefrierpunkt erklärt.

Einige Anforderungen, deren Erfüllung aber leicht möglich ist, sind allerdings zu beachten: 1. Man sollte die Schreibspitze nie, insbesondere nicht mit fettigen Fingern berühren. 2. Man lasse den Schreibhebel nie schreiben, ohne daß das Papier läuft, weil sonst das Papier an der Stelle, die sich gerade unter der Schreibspitze befindet, aufquillt und dann Papierfasern in die Schreiböffnung gelangen können. 3. Man verwende nur die erprobte Tinte und halte sie sorgfältig rein. 4. Nach Gebrauch reinige man sobald als möglich den Schreibhebel.

Wie aus Abb. 4 ersichtlich, besitzt der Dehnungsmesser eine ihn gegen Wind und Wetter vollkommen schützende Haube, die mit Fenster versehen ist und trotz des Abschlusses ein fortlaufendes Beobachten ermöglicht.

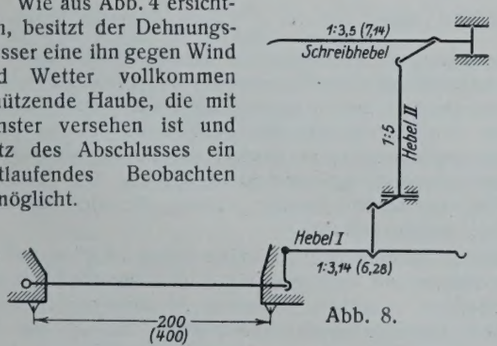


Abb. 8.

Das Laufwerk ist getrennt vom Meßapparat selbst aufgestellt und durch eine Welle mit Cardangelenken mit ihm verbunden. Auf ein genaues Ausrichten der zugehörigen Schraubzwinge gegenüber denen des Dehnungsmessers selbst braucht also keine Rücksicht genommen zu

[2]) Torsiograph, Tachograph, Vibrograph, Universalmeßgerät usw.

Abb. 9.

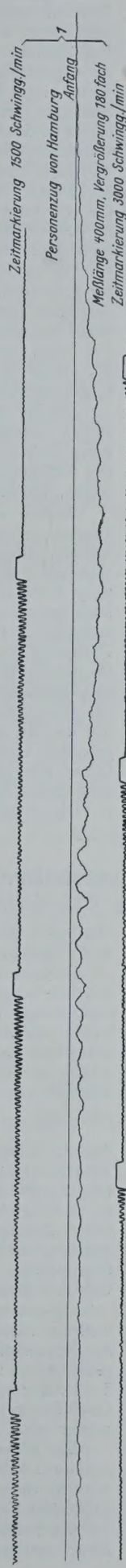


Abb. 10.

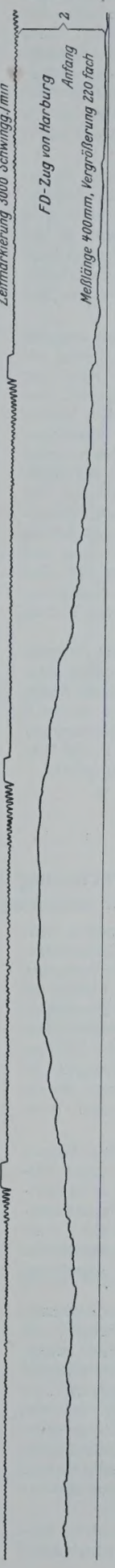


Abb. 11.

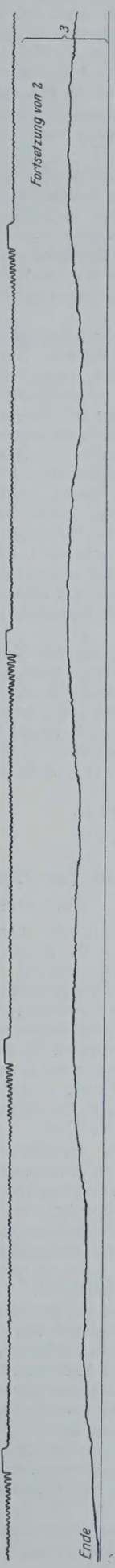


Abb. 12.

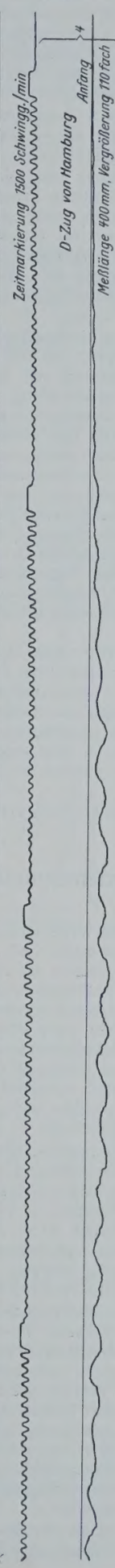


Abb. 13.

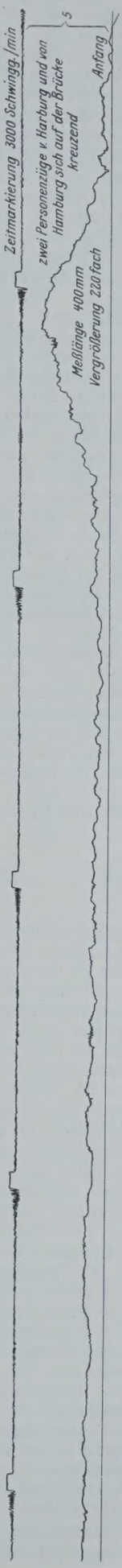
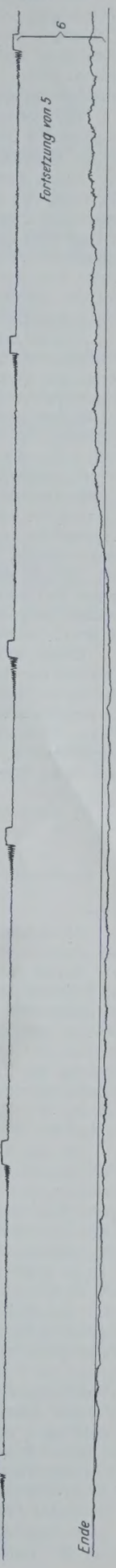


Abb. 14.



werden. Die Montage der ganzen Dehnungsmeßeinrichtung ist bei einiger Vertrautheit mit dem Meßgerät in überraschend kurzer Zeit beendet. Am Dehnungsmesser sind noch drei weitere Schreibgefäße vorgesehen: Eines dient dazu, Zeitmarken, also z. B. Sekundenmarken, mit Hilfe einer Kontaktuhr zu geben, ein zweites dient zum selbsttätigen Aufzeichnen der wichtigsten Laststellungen, ein drittes endlich verzeichnet die sogenannte Nullinie.

Der das eigentliche Diagramm verzeichnende Schreibhebel ist als sogenannter Gitterhebel ausgeführt, der vor Jahren vom Verfasser zuerst in die Meßtechnik eingeführt wurde.

Nichts beweist seine Bedeutung und seine Vorzüge besser als der Umstand, daß er verschiedentlich nachzuahmen versucht wurde. Um ihn möglichst leicht halten zu können, sollte man nach Möglichkeit zwei Gitterschreibhebel vorsehen, einen für die starken und einen für die schwachen Vergrößerungen. Bei sorgfältiger Herstellung wird der Gitterhebel trotz geringsten Gewichtes sehr steif, wie man aus Abb. 8a erkennt, die ihn darstellt, wie er auf eine Briefwaage mit einer Kraft von fast 250 g niedergedrückt wird.

Die bei dieser Meßanordnung einwandfrei erzielte Eigenfrequenz des Extensographen liegt in der Gegend von fast 300/sek. Abb. 3 zeigt ein derartiges Eigenschwingungsdiagramm, aus dem neben der Höhe der Eigenfrequenz auch die Stärke der Dämpfung, die zweckmäßig noch eine Kleinigkeit größer sein könnte, hervorgeht. Es sei ausdrücklich hervorgehoben, daß der angegebene Wert kein einzeln dastehender Ausnahmewert ist, sondern ein unter praktisch vorkommenden Verhältnissen immer wieder annähernd erzielter Wert. Das Diagramm Abb. 3 ist in $^5/_8$ der natürl. Größe wiedergegeben, so daß sich der Leser selbst ein Bild von der Genauigkeit des Auswertens dieser Eigenfrequenz machen kann. (Selbstverständlich ist für die angegebene Eigenfrequenz Voraussetzung, daß der Brückenträger, an dem der Extensograph befestigt wird, genügend steif ist. Dies ist aber bei neuzeitlichen Brücken ohne weiteres der Fall. Dagegen darf man beispielsweise die Eigenfrequenz nicht etwa zu bestimmen suchen, wenn man den Dehnungsmesser an der Holzplatte eines Tisches u. dergl. befestigt hat.)

Einige Dehnungsdiagramme (Abb. 9 bis 14), die mit diesem Extensographen ermittelt wurden und in natürlicher Größe wiedergegeben sind, dürften das besondere Interesse des Lesers erwecken. Sie sind an der neuen Norderelbbrücke zwischen Hamburg und Harburg aufgenommen worden.[3]) Bei der Messung war der Apparat in lotrechter, also für die Registrierung verhältnismäßig ungünstigen Lage an einer senkrechten Strebe in der Mite des ersten Bogens, von Hamburg aus auf der linken Seite, angebracht.

[3]) Vergl. auch „Die Bautechnik" 1928, Heft 22.

Diagramm 1 (Abb. 9) bezieht sich auf einen Personenzug. Die oberste Linie in diesem Diagramm wie auch in allen folgenden ist die Zeitmarkierung, die mit schwingender Feder arbeitet und eine Eigenfrequenz von 1500/min besitzt. Die nächste Linie von dem geraden Verlauf ist die sogenannte Nullinie, von der aus die Dehnungen zu messen sind. Die dritte Linie ist endlich die eigentliche Dehnungskurve. Außer dem statischen Spannungsverlauf beobachtet man in ihr ziemlich regelmäßige langsame Schwingungen, die 4,25 mal in 1 sek wechseln und außerdem verhältnismäßig rasche, aber nur ziemlich schwache Schwingungen. An derjenigen Stelle, wo sie sich am stärksten äußern, beträgt ihre Frequenzzahl 80/sek. Die ersteren stellen offenbar Eigenschwingungen der Brücke dar, die durch den darüberfahrenden Zug angeregt wurden; die letzteren dürften auf den sogenannten Stoßeffekt zurückzuführen sein (vergl. „Die Bautechnik" 1928, Heft 3 u. 4).

Die weiteren Diagramme (Abb. 10 bis 14) sprechen nach dem Gesagten für sich selbst. In Diagramm 4 (Abb. 12) erkennt man wieder deutlich die langsamen Eigenschwingungen der Brücke. Im Diagramm 3 (Abb. 11) erkennt man ganz langsame Schwingungen, die von den einzelnen Wagen des F-D-Zuges herrühren. Der Verlauf der Diagramme 5 und 6 (Abb. 13 u. 14) ist infolge des gleichzeitigen Befahrens durch zwei Personenzüge in entgegengesetzter Richtung natürlich verwickelter.

Auf die mit der Tintenregistrierung im Gegensatze zur optischen erzielten scharfen Linien sei noch besonders hingewiesen. Sie gestatten, sofort nach der Aufnahme alle Feinheiten aus dem Diagramm zu erkennen. Die verwendete Papiergeschwindigkeit erweist sich, wie die Diagramme zeigen, ebenfalls als vollkommen ausreichend.

Wichtig ist, daß bei keinem der Diagramme Schwingungen in der Gegend der Eigenfrequenz des Extensographen, also zwischen 200 und 400/sek, einwandfrei festgestellt werden konnten; solche Schwingungen sind, wie man aus den scharfen Linien deutlich erkennt, entweder überhaupt nicht vorhanden oder doch so schwach, daß man sie für praktische Messungen ohne die geringsten Bedenken vernachlässigen kann. Wir erkennen dies namentlich, wenn wir bedenken, daß bei der eingestellten 220fachen Vergrößerung und der Meßlänge von 400 mm 1 mm im Diagramm einer Spannung von 25 kg/cm² entspricht. Nun sind aber die aufgezeichneten Kurven so scharf, daß man übergelagerte Schwingungen mit einer Amplitude von $\pm$ 0,1 mm noch wahrgenommen hätte; d. h. daß die mit einer Frequenz von über 200/sek wechselnden Dehnungen jedenfalls keine größeren Spannungen als $\pm$ 2,5 kg/cm² ergeben können. Dieser Wert ist aber so gering gegenüber den sonstigen in der Brücke auftretenden Spannungen, daß er wenigstens, soweit praktische Messungen in Frage kommen, ohne Bedenken vernachlässigt werden darf.

Alle Rechte vorbehalten.

Fadenmodelle zur Berechnung versteifter Hängebrücken usw.

Von **Ernest Rothenburg**, C. E., Newark (N. J.).

Als zweckmäßiges System für Wegebrücken großer Spannweite steht die versteifte Hängebrücke mit an erster Stelle. Bei großen Spannweiten und Brückenbreiten ist selbstverständlich das Eigengewicht ein Vielfaches der Verkehrslasten. Um die bedeutenden Eigengewichte niedrig zu halten, stehen zwei Wege offen; erstens durch Verwendung hochwertigen Stahles und zweitens durch Wahl einer leichten Fahrbahnplatte. Das letztere Ziel kann mit Hilfe von Leichtbeton erreicht werden. Die Einführung von Duraluminium und ähnlichen Leichtmetallegierungen als Ersatzkonstruktion für Betonplatten verspricht eine bedeutende Herabsetzung der Kabel- und Turmgewichte und gibt die Möglichkeit einer erheblichen Vergrößerung der Spannweite an die Hand.

Die aus hochwertigem Stahl hergestellten, verhältnismäßig kleinen Kabelquerschnitte haben große Verformungen der Brückenteile durch Verkehrslast zur Folge. Solange die senkrechten Durchbiegungen keine übergroße Fahrbahngradiente hervorbringen, ist theoretisch ein Versteifungsträger entbehrlich. Für Hängebrücken, die der Beförderung leichter Vorortzüge dienen und wo durch Verkehrs- und Temperaturlasten eine wesentliche Verschlechterung der Längsneigung eintreten kann, ist die Anordnung von senkrechten Versteifungsträgern eine Notwendigkeit.

Über die Berechnung versteifter Hängebrücken ist in amerikanischen Ingenieurkreisen viel gestritten worden. In europäischen Brücken, die im Vergleich mit amerikanischen Bauwerken nur kleine Spannweiten haben, spielen die Verkehrslasten eine große Rolle und bedingen einen kräftigen Versteifungsträger. Bei solchen Brücken mit kleinem Eigengewicht und geringen Durchbiegungen ist der Einfluß der Verformung auf die Spannungen des Versteifungsträgers gering und darf deshalb vernachlässigt werden, zumal da die Fehler noch auf der Sicherheitsseite liegen. Bei großen Spannweiten, großem Eigengewicht und verhältnismäßig kleinen Verkehrslasten werden durch Berücksichtigung der Durchbiegung bei der Berechnung erhebliche Vorteile erzielt.

In amerikanischen Kreisen ist für die Berechnungsweise ohne Einfluß der Durchbiegungen der etwas sonderbare Name „elastische Methode" eingeführt worden, während die Methode mit Berücksichtigung der Verformungen als „Durchbiegungsmethode" bekannt ist.

Beide Berechnungsweisen sind von deutschen Forschern, wie Ritter, Müller-Breslau und insbesondere J. Melan, entwickelt worden. Prof. Melans Durchbiegungsmethode erschien zuerst im Jahre 1888; sie wurde das erstemal bei dem Bau der Manhattanbrücke in New York angewandt, und Leon S. Moisseiff in New York gebührt die Ehre, ihre großen wirtschaftlichen Vorteile erstmalig erkannt und in die Praxis eingeführt zu haben. Prof. Melans Theorie baut sich auf der allgemeinen Gleichung der elastischen Linie $\frac{d^2y}{dx^2} = -\frac{M}{EJ}$ auf; er erzielt Lösungen dieser Differentialgleichung mittels Potenzen der bekannten Zahl *e*. Bleich hat in seiner Abhandlung diese Potenzen durch Hyperbelfunktionen ersetzt. Prof. S. Timoshenko hat in seiner 1928 erschienenen Theorie an Stelle gleichmäßig verteilter Hänger eine Aufhängung in den wirklichen Knotenpunkten angenommen; er bewirkt die Lösung durch Anwendung rasch konvergierender trigonometrischer Reihen. Die „London Engineering" hat 1928 eine schöne Lösung gebracht, die sich auf dem Gebrauch Fourrierscher Reihen aufbaut.

Diese verschiedenen Durchbiegungsmethoden setzen tüchtige mathematische Kenntnisse voraus und bedingen einen größeren Zeitaufwand als die „elastische Methode". Allen Methoden ist aber der Nachteil gemein, daß besondere Einzelheiten der Konstruktion, die sich aus der Endauflagerung oder Endaufhängung der Versteifungsträger ergeben, Querschnittsveränderlichkeit des Versteifungsträgers usw., rechnerisch nur schwer erfaßt werden können.

Die letzteren Gründe haben den Verfasser veranlaßt, eine mechanische Lösung des Problems durch drei Fäden und ein Seilmodell zu versuchen. Diese mechanische Lösung führt das gesamte Kräftespiel überraschend klar vor Augen und liefert sehr gute Ergebnisse.

Wir trennen durch einen waagerechten Schnitt die unteren Enden der Zwischenhänger vom Versteifungsträger und erhalten für die theoretische

Vorstellung und auch für die mechanische Lösung zwei sehr einfache Systeme, die unabhängig voneinander arbeiten (Abb. 1). Es muß jedoch die Bedingung erfüllt werden, daß die senkrechten Durchbiegungen beider durch den waagerechten Schnitt getrennten Teile für jeden Schnittpunkt gleich sind. Um dieser Bedingung gerecht zu werden, zerlegen wir die zusätzliche Verkehrslast P in zwei Teile A und B (Abb. 2).

Unsere Aufgabe ist gelöst, wenn es gelingt, die Teillasten A und B und ihre Verteilung so zu wählen, daß der mit „A" belastete Versteifungsträger überall dieselbe lotrechte Durchbiegung hat, wie das mit der zugehörigen Teillast B belastete System der Hänger und unversteiften Kabel, die in waagerechter Richtung mehr oder weniger verschieblich oder auf pendelnden Turmspitzen gelagert sind.

Die Biegelinie des Versteifungsträgers ist eine Momentenlinie zweiter Ordnung, die sich ergibt, wenn wir die Ordinaten der Momentenfläche der A-Lasten als EJ-fache elastische Gewichte eines einfachen Trägers betrachten.

Die Biegelinie des Kabels kann als eine erste Momentenkurve gewisser theoretischer Lasten, einschließlich der B-Lasten, gedeutet werden, wie später gezeigt wird.

Unsere Aufgabe kann nun etwas bestimmter festgelegt werden. Wir haben eine durch A-Lasten erzeugte Momentenkurve zweiter Ordnung des Versteifungsträgers mit einer ersten Momentenkurve des Kabels aus kombinierten B-Lasten und abgeändertem Eigengewicht zu vergleichen, und Lasten von A nach B oder umgekehrt so lange zu verschieben, bis beide Biegelinien sich vollständig decken. Der Vergleich kann mittels zweier Fäden stattfinden. Die Durchbiegungen dieser Fäden können immer groß genug gewählt werden, um genaue Ergebnisse zu erzielen.

Es ist eine bekannte Tatsache, daß ein belasteter, völlig biegsamer Faden die Form der ersten Momentenlinie der aufgebrachten Lasten annimmt. Belastet man einen anderen Faden mit Gewichten, die die erste Momentenfläche gleichwertig ersetzen, so erhält man die Biegelinie des Systems oder die Momentenlinie zweiter Ordnung (Abb. 3 u. 4).

Beide Kurven, sowohl die erste als auch die zweite Momentenlinie, hängen bezüglich ihrer Form nicht von der absoluten Größe der Lasten, sondern von dem gegenseitigen Verhältnis der Lasten untereinander ab. Die Richtigkeit dieser Behauptung wird sofort klar, wenn wir bedenken, daß zeichnerisch eine statische Aufgabe in irgend einem Maßstabe gelöst werden kann. Hier gebrauchen wir Fäden, die die Seilecke der Lasten selbsttätig ersetzen. Wird nun ein Punkt einer Biegelinie rechnerisch ermittelt und der zugehörige Faden so lange angezogen oder nachgelassen, bis er durch den errechneten Punkt schlägt, so stellt er den Verlauf der ganzen Biegelinie in Größe und Form genau dar.

Wir wollen nun das sehr einfache Modell der unversteiften Kette oder des Seiles beschreiben (Abb. 5).

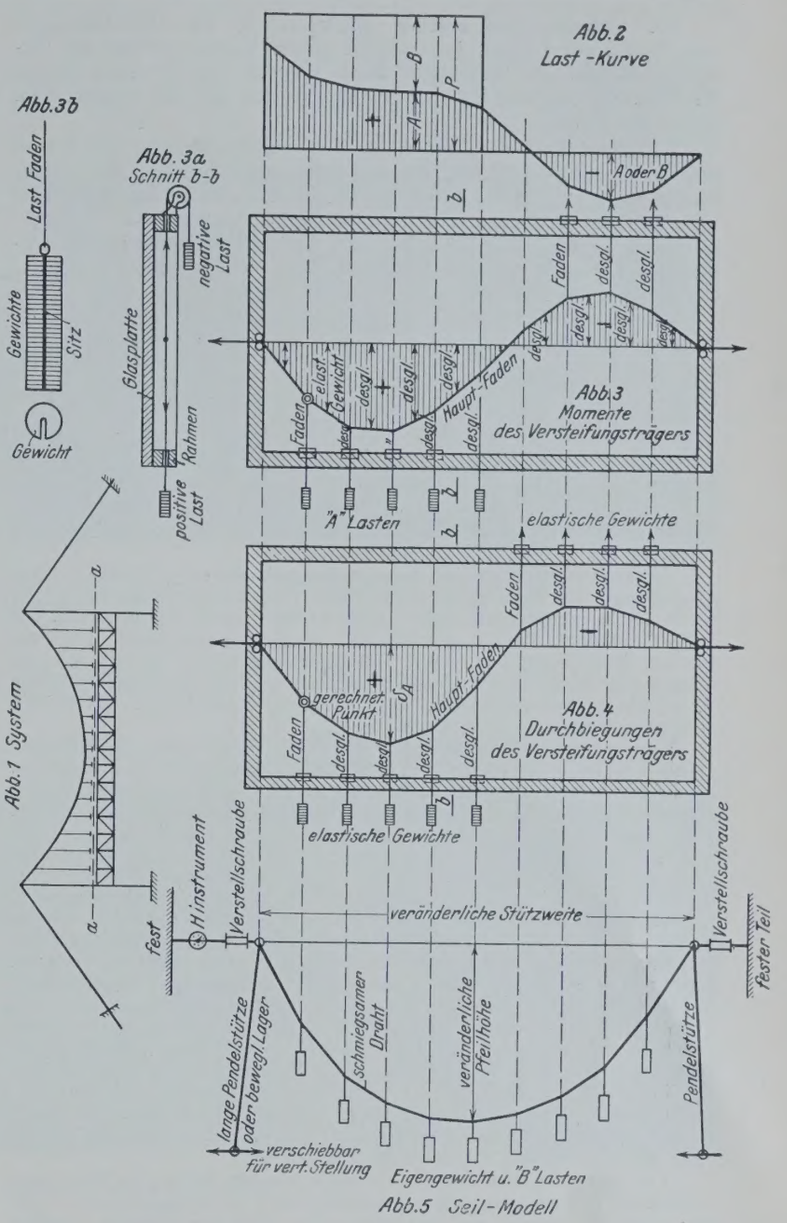
Für jede Öffnung längen wir einen schmiegsamen Draht für genaue Hängeranschlüsse ab, hängen ihn an Pendelstützen auf und belasten ihn in jedem Anschlußpunkt mit einer Last, die das auf diesen Punkt entfallende Eigengewicht der Brücke darstellt. Zu beiden Seiten der Aufhängung sind Mikrometerschrauben angebracht, die es erlauben, dem Modelldraht das genaue Pfeilverhältnis für verschiedene theoretische Wärmeänderungen und für Belastungen der Nebenöffnungen usw. zu geben. An einer Seite wird ein empfindliches Instrument eingeschaltet, an dem der waagerechte Zug H genau abgelesen werden kann. Der Querschnitt des Modelldrahtes muß so gewählt werden, daß seine Längenänderungen durch zusätzliche Verkehrslast proportional der wirklichen Kabeldehnung des Bauwerks sind; die zusätzlichen A- und B-Lasten des Modells müssen ebenfalls im wirklichen Verhältnis der Verkehrslast zu dem Eigengewicht bestimmt werden.

Als Gewichte für die mechanische Lösung werden mit großem Vorteil dünne Metallscheiben genommen, die zum Gebrauch für jeden Knotenpunkt an senkrechten Drähten aufgestapelt sind und in Sitze der Belastungsfäden eingeschoben werden können (Abb. 3b).

Nach diesen einfachen Vorbereitungen, die wenig Kosten verursachen, beginnen wir die mechanische Lösung für einen bestimmten Lastenfall. Wir stapeln die gegebene Verkehrslast P entsprechend auf und teilen sie versuchsweise in zwei Teile A und B. Da jede neu hinzutretende Last die Verteilung des Eigengewichts stört, so wirken auch außerhalb der zusätzlichen Verkehrslast P Teillasten A und B, die einander gleich sind und sowohl abwärts als auch aufwärts wirken. Mittels der A-Lasten und mit zwei Fäden konstruieren wir nun die Biegelinie des Versteifungsträgers (Abb. 4).

Das Seilmodell wird auf den jeweils gegebenen Temperaturfall eingestellt und mit den B-Lasten belastet. Der veränderte Zug H wird abgelesen und die Spannweite für Änderung von H mittels Mikrometerschrauben berichtigt, um der Längenänderung der Kabel in den anstoßenden Öffnungen Rechnung zu tragen. Die Biegelinie des Seiles kann als Seillinie gewisser Lasten aufgefaßt werden, die wir bestimmen wollen.

M_0 und H_0 mögen Momente und waagerechter Zug aus Eigenlasten bei normaler Temperatur bedeuten. ΔM ist das Zusatzmoment nach Aufbringung von Verkehrslasten oder bei Wärmeänderung. y_0 ist die Seilordinate unter Eigenlast und bei normaler Wärme; Δy ist die gesuchte lotrechte Durchbiegung des Seiles.



Wir haben die bekannten Gleichungen:

$$y_0 = \frac{M_0}{H_0};\quad M = M_0 + \Delta M,$$

$$y_0 + \Delta y = \frac{M_0 + \Delta M}{H},\quad \text{wo } H = H_0 + \Delta H$$

$$\Delta y = \frac{M_0}{H} - \frac{M_0}{H_0}\cdot\frac{H}{H} + \frac{\Delta M}{H} \text{ oder}$$

$$\Delta y = \frac{M_0\left(1 - \frac{H}{H_0}\right) + \Delta M}{H}.$$

Die letzte Gleichung ist ein Seileck der kombinierten B-Lasten und des Eigengewichts, welch letzteres mit dem Koeffizienten $\left(1 - \frac{H}{H_0}\right)$ zu multiplizieren ist. H und H_0 werden durch das Instrument abgelesen. Die Δy-Biegelinie des Kabels kann nun durch einen dritten Faden eingestellt werden und muß für Längenänderung der Hänger durch B-Lasten und Wärmewechsel berichtigt werden.

Der Δy-Faden der B-Lasten kann nun mit dem δ_A oder dem zweiten Faden der A-Lasten des Versteifungsträgers verglichen werden, was am besten geschieht, wenn man die Fäden zu beiden Seiten einer Glasplatte hängt. Es ist mit einem Blick zu ersehen, wo die A-Lasten zu groß und wo sie zu klein gewählt worden sind; die Lasten werden nun so lange geändert, bis völlige Übereinstimmung der Δy-Linie mit der δ_A-Linie vorliegt. Es ist überraschend, zu sehen, wie schnell nach einigen Probeversuchen genaue Lösungen mit drei Fäden und einem Draht erzielt werden können.

Die Fadenlösungen ergeben gleichzeitig die Durchbiegungen aller Punkte des Trägers, das jeweilige größte Biegungsmoment des Versteifungsträgers, die Scherkräfte durch Kenntnis der *A*-Lastverteilung, die Zusatzkräfte in den Hängestäben als *B*-Lasten und den waagerechten Zug *H* des Kabels.

Veränderlichkeit des Querschnitts der Versteifungsträger und dessen verschiedenartige Endauflagerung als freier oder durchlaufender Träger können leicht berücksichtigt werden. Die mechanische Lösung ist nicht als Vollersatz der Rechnung gedacht; sie soll hauptsächlich die Umstände aufklären, die rechnungsmäßig gar nicht oder nur mit großen Schwierigkeiten in Betracht gezogen werden können. Zum Schluß soll einer dieser Umstände besonders hervorgehoben werden.

Bei Wärmezunahme verlängert sich der Versteifungsträger großer Brücken erheblich; gleichzeitig verkürzt sich die Kabelstützweite der Hauptöffnung infolge Verlängerung der Kabel der Seitenöffnungen. Alle Hänger weichen daher mehr oder weniger von ihrer normalen lotrechten Lage ab und verursachen waagerechte Kräfte im Versteifungsträger, die bei großen Fahrbelastungen nicht zu vernachlässigen sind. Die Fadenmethode gibt auch hier leicht Aufschluß über die entstehende Lastverteilung zwischen Kabel und Versteifungsträger.

Wenn systematisch aus- und durchgebildet, gibt die Fadenmethode einen wertvollen Beitrag zur statischen Theorie; sie erlaubt lehrreiche Lösungen für Stäbe, die gleichzeitig Axial- und Querlasten tragen, durch wiederholte Annäherung. Schwierige Aufgaben, wie die Berechnung bogenförmiger, unten eingespannter Dämme für Wasserdruck, die Berechnung von durchlaufenden Fahrbahnplatten, die auf mehreren elastisch durchbiegbaren Trägern gelagert sind, usw., können systematisch und mechanisch mittels mehrerer Fäden in befriedigender Weise gelöst werden.

Vermischtes.

Zum 60. Geburtstag von Prof. M. Grüning. Am 10. Dezember feiert Prof. M. Grüning, Hannover, seinen 60. Geburtstag. Wenn ich als engerer Fachkollege an dieser Stelle den Werdegang Grünings und seine Bedeutung für die moderne Statik und den Eisenbau würdige, so bin ich des Interesses der Leser der „Bautechnik“ sicher.

Grünings Ausbildung und frühere Tätigkeit war sehr vielseitig. Nach Absolvierung der Technischen Hochschule in Charlottenburg im Jahre 1899 zuerst im Wasserbaufache tätig, suchte Grüning bald das Fach auf, das seiner besonderen Begabung entsprach, die angewandte Statik. Dazu bot ihm die Bearbeitung einer Reihe von Brückenentwürfen Gelegenheit, besonders aber seine eingehende Beschäftigung mit dem schwierigen Problem der drehbaren Luftschiffhallen, wozu er während des Krieges ins Reichsmarineamt berufen wurde.

Die praktische Tätigkeit regte Grüning zu bedeutenden theoretischen Arbeiten an, die er in einer großen Zahl von Veröffentlichungen niederlegte. Alle seine Arbeiten sind beherrscht durch die scharfe, exakte Denkungsweise, die, Herkömmliches vermeidend, in den Betrachtungen dem eigenen Wege folgt.

Kein Wunder, daß gerade das Knickproblem, dieses in allen Varianten erscheinende schwierige Problem der Statik, für Grünings Geist einen besonderen Anreiz bildete und Anlaß zu einer Reihe von grundlegenden Arbeiten bot. Insbesondere ist das Problem der Seitensteifigkeit offener Brücken in theoretisch hochstehender Weise von ihm behandelt worden.

Sein statisches Bekenntnis hat Grüning in dem 1925 erschienenen Werke: „Die Statik des ebenen Tragwerkes“ niedergelegt, das auch durch den selbständigen, eigenartigen und scharfen Gedankengang gekennzeichnet ist. 1926 erschien seine Schrift „Die Tragfähigkeit statisch unbestimmter Tragwerke aus Stahl bei beliebig wiederholter Belastung“, die in grundlegender Weise den Zusammenhang der Bauschingerschen Gesetze mit der Theorie des statisch unbestimmten Tragwerkes bringt und sicher den Auftakt zu weiteren Arbeiten in dieser Richtung geben wird. Man wird in Zukunft das statisch unbestimmte Tragwerk nicht beurteilen dürfen, ohne die Grüningsche Arbeit zu berücksichtigen.

Vor kurzem endlich erschien Grünings neuestes Werk „Der Eisenbau“, I. Band, als Teil der Otzenschen „Handbibliothek für Bauingenieure“. Auch hier zeigt sich wieder die Fortsetzung des durch die früheren Schriften gekennzeichneten Weges. Die Fragen der neuzeitlichen Festigkeitslehre sind u. a. vertieft behandelt, und die Theorie der Hängebrücken unter Berücksichtigung der Systemänderung durch Verformung während der Belastung wird von allen Fachgenossen mit besonderem Interesse gelesen werden. Daneben ist eine große Zahl konstruktiver Fragen eingehend behandelt.

Anläßlich seines 60. Geburtstages darf man nicht nur der fachlichen Tugenden des Jubilars gedenken. Grünings starker Charakter, sein aufrechtes, von Sachlichkeit beherrschtes, lauteres Wesen werden von allen, die mit ihm in Berührung kamen, ebenso hoch geschätzt wie seine fachliche Tätigkeit. So bin ich des Beifalls seiner weiteren und engeren Fachkollegen sicher, wenn ich dem Jubilar noch viele Jahre in voller Gesundheit und Schaffensfreude wünsche. Kulka.

Eine Großkraftanlage in Umbrien. Der Ausbau der Wasserkräfte schreitet in Italien derart rasch vorwärts, daß dieses Land Frankreich und die Schweiz hinsichtlich der elektrischen Energieerzeugung weit überholt hat und in Europa an erster Stelle steht; bloß von den Vereinigten Staaten und Kanada wird es übertroffen in der Größe der Wasserkraftenergiedarbietung. Aber nicht nur die Gesamtleistung ist bemerkenswert, sondern auch die Größe einzelner Werke. Das vor kurzem dem Betrieb übergebene Eisackkraftwerk nächst Bozen, das mit einer Maschinenleistung von 250 000 PS in der Zentrale von Kardaun zu den größten Kraftwerken Europas zählt, wird nach dem Ausbau der im Bau befindlichen Wasserkraftanlage von Galleto bei Terni, dem Mittelpunkte der italienischen Stahlindustrie in Umbrien, noch übertroffen werden, da dort in einer einzigen Zentrale eine Maschinenleistung von 400 000 PS erzielt werden soll. Diese Spitzenleistungen hinsichtlich der Größe der Anlagen sind um so überraschender, als es sich im Apenninengebiet um kleine Flußläufe und verhältnismäßig geringe Gefälle handelt im Vergleich zu den Anlagen im Alpengebiet. Durch den vollständigen Ausbau des etwa 45 km langen Mittellaufes des Flusses Nera, eines Nebenflusses des Tiber, wird jedoch diese ungewöhnliche Leistung erreicht werden.

Nach dem großzügigen Programm der Gesellschaft „Terni“, das in drei Zeitabschnitten verwirklicht werden wird, soll die mittlere Nera vollständig ausgenutzt werden, und zwar zwischen Triponzo und der Einmündung des Velino, wo ein 44 km langer Stollen hergestellt werden soll. Außerdem sollen zwei Stauseen bei Posticciola und bei S. Lucia im Tale des Velino mit zusammen 218 Mill. m³ Stauinhalt geschaffen werden.

Die Arbeiten des ersten Zeitabschnittes, nämlich die Herstellung eines Verbindungskanals zwischen dem Velino und dem See von Piediluco sowie der Zentrale von Galleto mit drei Maschinensätzen zu je 50 000 PS, sind bereits fertiggestellt. Dort wird die natürliche Gefällstufe — des 120 m hohen Wasserfalles von Marmore — des Flusses Velino ausgenutzt.

Im zweiten Abschnitt wird der 44 km lange Stollen und das Wehr von Triponzo ausgeführt und ein vierter Maschinensatz von 50 000 PS in der Zentrale Galleto aufgestellt werden. Der Stollen von 17 m² Querschnitt wird 22,5 m³/sek abführen können. Diese Arbeiten, die eine Ausbruchmenge von 800 000 m³ Fels und viele kühne Kunstbauten erheischen, stellen bei der überaus kurzen Bauzeit an die Leistungsfähigkeit der italienischen Bauindustrie bedeutende Anforderungen. Auf den sieben Baulosen werden etwa 3000 Arbeiter beschäftigt. Die Kostensumme wird mit 100 Mill. Lire angegeben.

Im dritten Zeitabschnitt findet die Regulierung des Velino statt, ferner die Erbauung der zwei erwähnten Talsperren, die auch als Hochwasserretentionsbecken dienen werden, sowie die Aufstellung der weiteren vier Maschinensätze von je 50 000 PS.

Nach Fertigstellung dieser Arbeiten wird Mittelitalien das größte Wasserkraftwerk Europas besitzen. Durch die Regulierung werden nicht nur die Hochwasserschäden vermieden werden, sondern es wird das ebene Gelände im Unterlaufe des Nera auch einer planmäßigen Bewässerung zugeführt werden können. Demnach wird das große Werk sowohl der industriellen Entwicklung Umbriens als auch seiner Landwirtschaft zugute kommen. Dr. Vieser.

Vom Bau der „Pancevobrücke“ über die Donau bei Belgrad. Im Anschluß an die in der „Bautechnik“ 1929, Heft 5, gebrachte Mitteilung über die „Pancevobrücke“ machen wir nachstehend weitere Angaben über den Baufortschritt bis Mitte September 1929.

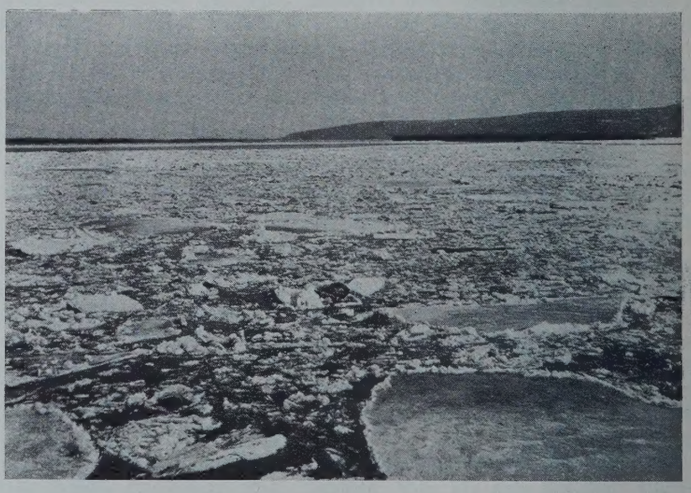


Abb. 1. Eisgang an der Baustelle. Aufnahme vom 17. März 1929.

Der Beginn der Montagearbeiten im Frühjahr 1929 ist durch die unvorhergesehene, lang andauernde Frostzeit und die dadurch bedingten außerordentlich schwierigen Eisverhältnisse in der Donau, sowie durch das darauf folgende Hochwasser um mehr als drei Monate verzögert

Abb. 2. Senkkasten-Montagegerüst und Entladestation in der Donau mit Transportsteg zum Lagerplatz am Belgrader Ufer. Aufnahme vom 17. März 1929.

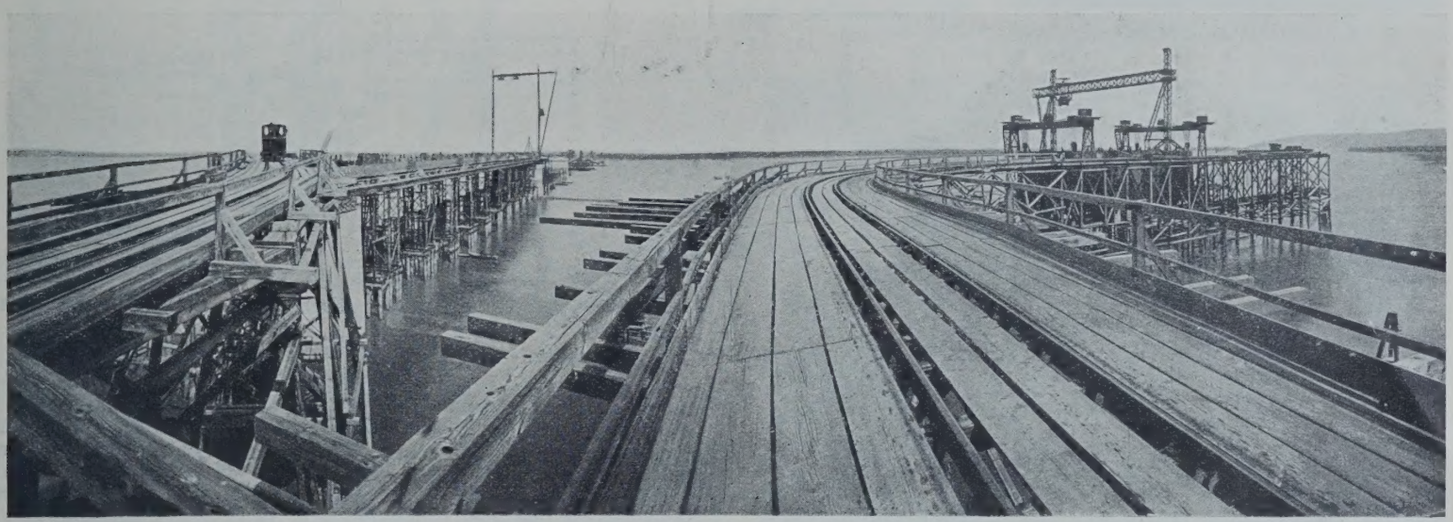


Abb. 3. Montagerüstung. Aufnahme vom 30. Juli 1929.

worden. Abb. 1 gibt ein anschauliches Bild von dem gewaltigen Eisgang an der Baustelle noch am 17. März 1929. In Abb. 2 vom gleichen Tage, die das Senkkasten-Montagegerüst und die Entladestation in der Donau mit Transportsteg zum Lagerplatz am Belgrader Ufer zeigt, sieht man im Hintergrunde einen im Eis eingefrorenen Dampfer, der auf einer mächtigen Scholle zu Tal getrieben wird.

Da infolge der Witterungsverhältnisse die Rammarbeiten für die Montagerüstung erst im April 1929 aufgenommen werden konnten, konnte mit der Montage des ersten Überbaues erst im Sommer 1929 begonnen werden. Abb. 3 zeigt neben dem Senkkasten-Montagegerüst und der Entladestation die Montagerüstung für die Überbauten der Strombrücke. Es wurden zwei Öffnungen vollständig eingerüstet. Nach beendigter Montage dieser beiden Überbauten werden die Rüstungen für die beiden nächsten Öffnungen umgesetzt.

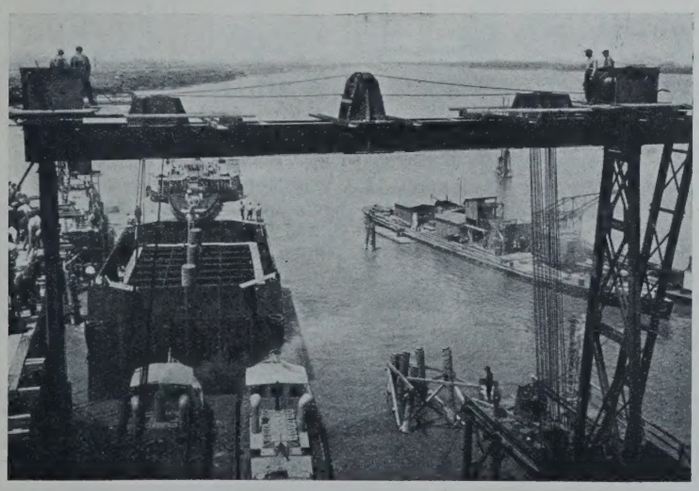


Abb. 4. Abschleppen eines Senkkastens durch Dampfer zur Verwendungsstelle.

Abb. 5. Montage des ersten Überbaues der Strombrücke. Stand der Arbeiten am 21. August 1929.

Abb. 6. Arbeiten mit dem Montierungskran.

An Senkkasten sind bisher sieben Stück auf der Baustelle fertiggestellt worden. Abb. 4 gibt ein anschauliches Bild von dem Abschleppen eines Senkkastens durch Dampfer zur Verwendungstelle. Abb. 5 zeigt die Montage des ersten Überbaues mit Stand der Arbeiten am 21. August. Abb. 6 veranschaulicht das Arbeiten mit dem Montierungskran. Abb. 7 mit Stand der Arbeiten am 6. September zeigt das Einsetzen des Schlußstückes am ersten Überbau.

Bis zum Ende 1929 werden die beiden ersten Überbauten fertig montiert sein. Im nächsten Jahre sollen, wenn es die Witterungsverhältnisse erlauben, drei weitere Überbauten montiert werden.

Abb. 7. Montage des ersten Überbaues der Strombrücke. Stand der Arbeiten am 6. September 1929.

Bau eines Wasserturms in Buffalo, N. Y. In Eng. News-Rec. 1929 vom 13. Juni wird über die Herstellung eines Wasserturms in Buffalo berichtet. Dieser besteht aus einem äußeren, der architektonischen Aus-

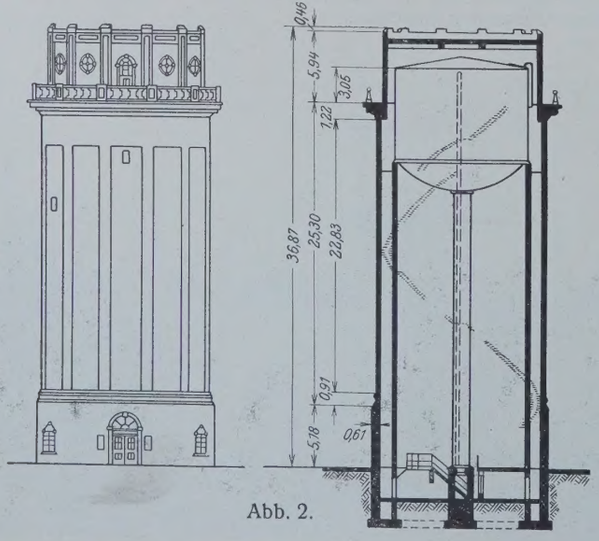


Abb. 2.

gestaltung dienenden Betonmantel und einem Innenmantel aus Beton, der den stählernen Wasserbehälter trägt. Beide Mäntel wurden in einem Arbeitsgang in einer hochwindbaren Wanderschaltung gleichzeitig hergestellt, deren Ausbildung im einzelnen aus Abb. 1 ersichtlich ist. Der Wasserbehälter wurde nach Fertigstellung des Betonbaues aus einzelnen Platten aufmontiert. Die Kosten der Betonkonstruktion beliefen sich auf

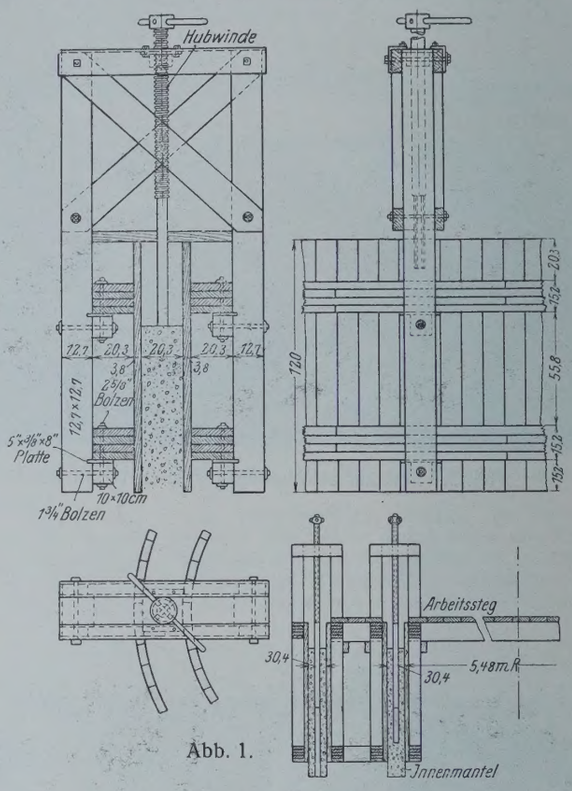


Abb. 1.

61 901 $, die des Stahlbehälters auf 15 150 $. Die zylindrische Form des Betonbaues hat sich als besonders zweckmäßig und billig erwiesen. Eine Ansicht und ein Achsschnitt durch den Turm ist in Abb. 2 dargestellt. Zs.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Zylinderschütz mit Antriebshebel. (Kl. 84a, Nr. 477610 vom 27.3.1926 von Maschinenbau AG. vormals Starke & Hoffmann in Hirschberg, Schlesien. Zusatz zum Patent 426419.) Um das Schachtrohrinnere von Einbauten völlig freizuhalten, werden für das Schütz zwei mit dem Antriebszapfen für den Antriebshebel in derselben senkrechten Ebene liegende seitliche schmale Führungsleisten vorgesehen, die das Ventil gegen Festklemmen sichern und namentlich bei niedrigen Zylinderventilen vorteilhaft sind. Der Ventilkörper 8 wird mittels des Gabelhebels 5 bewegt, der an festen Zapfen 6 am Ventil angreift, welches durch Hubstangen 2 gehoben und gesenkt wird. Der Drehzapfen des Hebels 5 lagert in einer Stange 10'. Parallel zur Ventilachse ist in der durch die Achse der Zapfen 6 und die Ventilachse gegebenen Ebene auf jeder Seite des Ventilkörpers 8 je eine schmale Führungsleiste 44 angeordnet. Der Ventilkörper trägt Lappen oder Schuhe 45, die sich bei 46 und 48 an die Führungsleisten 44 anlegen. Statt der Führungsstangen können Führungsleisten 44^0 und 44^1 an den Schachtrohren 58, 59 angeordnet werden (Abb. 2 u. 3). Die Schuhe 45 besitzen besondere Führungsstücke 50, die in einer Zylinderfläche gelagert sind, damit die Flächen 51 der Führungen immer voll an den Flächen der Führungsleisten 44^0 und 44^1 anliegen.

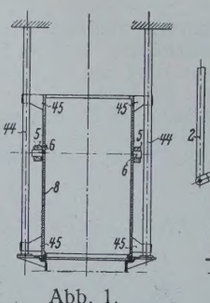


Abb. 1.

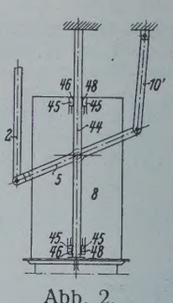


Abb. 2.

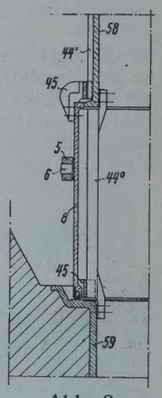


Abb. 3.

INHALT: Überbauten eines Kesselhauses im Wiener Städtischen Elektrizitätswerke. — Der Umbau der Eldekanalbrücke bei Grabow (Meckl.). — Die Ausbildung des Betonkernes bei Staudämmen und seine Berechnung. — Die Aufzeichnung rasch wechselnder Dehnungen mit Hilfe des Extensographen. — Fadenmodelle zur Berechnung versteifter Hängebrücken usw. — Vermischtes: Zum 60. Geburtstag von Prof. M. Grüning. — Großkraftanlage in Umbrien. — Vom Bau der „Pancevobrücke" über die Donau bei Belgrad. — Bau eines Wasserturms in Buffalo, N. Y. — Patentschau.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

7. Jahrgang | BERLIN, 13. Dezember 1929 | Heft 54

Alle Rechte vorbehalten.

Dalben aus flußstählernen Spundbohlen.

Von Regierungsbaurat **Moeller** (†), Duisburg-Meiderich.

Nach Angabe von Marinebaurat Pein in der „Bautechnik“ 1929, Heft 6, ist bereits versucht worden, die bekannten hölzernen Dalben, die nur eine geringe Lebensdauer haben und starken Schiffstößen nicht genügenden Widerstand leisten, durch Dalben aus Spundeisen ähnlich der Bauweise Larssen, die paarweise zu Kastenprofilen zusammengefügt sind, zu ersetzen. Die von Pein a. a. O. eingehend beschriebenen zylindrischen Dalben, die von Oberbaurat Bock, Köln, konstruiert sind, haben sich für die See zwar gut bewährt, ihre Herstellung bedingt aber besonders große und gut bediente Bau- und Fördergeräte, wie sie wohl der Marineverwaltung in Wilhelmshaven zur Verfügung standen, nicht aber den Mitteln einfacher Baustellen im Lande entsprechen.

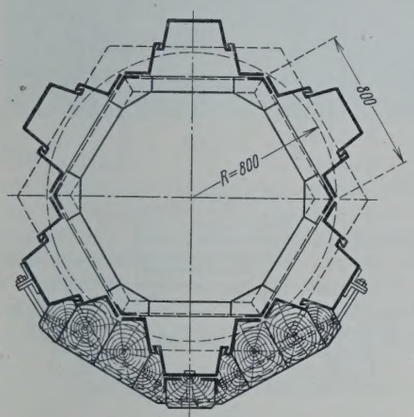


Abb. 1.

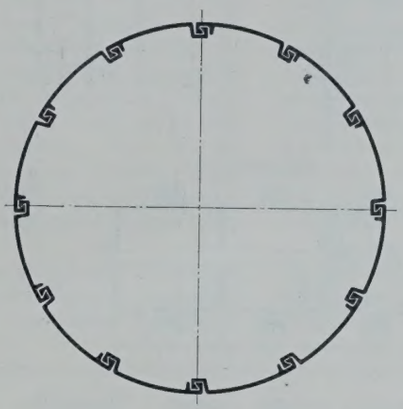


Abb. 2.

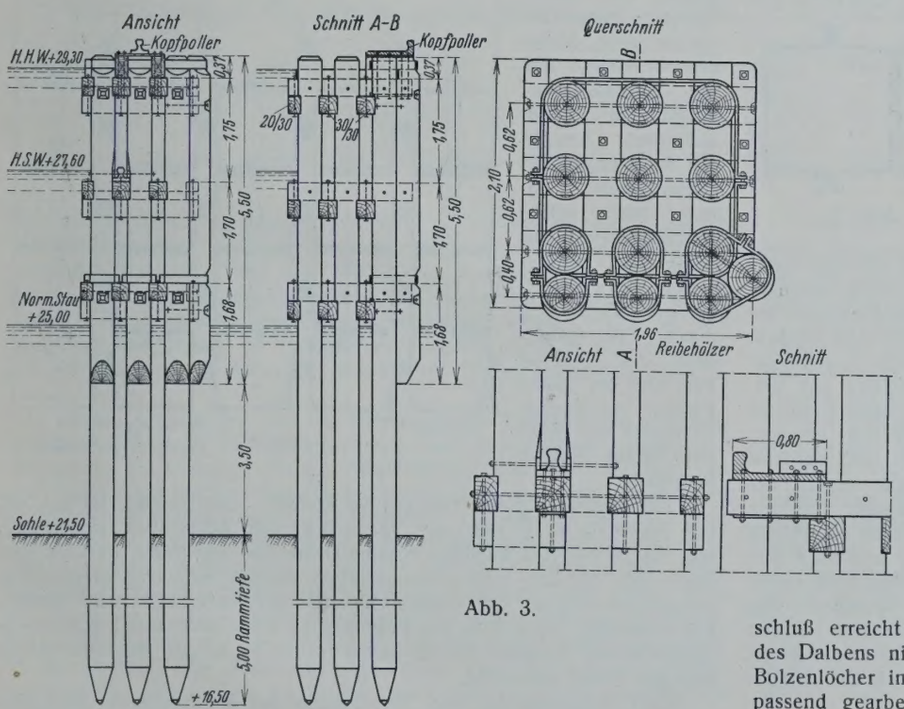


Abb. 3.

Ein anderer zylindrischer Dalben aus Spundbohlen, und zwar aus sechs einfachen Larsseneisen Profil IV und sechs eisernen Zwischenstücken bestehend, ist für die Zwillingsschachtschleuse bei Fürstenberg a. O. versuchsweise vorgeschlagen und am Ende der seitlichen Unterwasserleitwerke aufgestellt worden (Abb. 1). Alle Bohlen und Zwischenstücke sind heruntergerammt worden, der ganze Dalben wurde zusammengesetzt vom Werk geliefert, dabei dienten 5 Ringe aus Winkeleisen zur Verbindung der einzelnen Teile. Auf der Baustelle wurde der zusammengesetzte Dalben aufgerichtet und unter die Ramme gebracht. Dann wurden jeweils eine normale und eine benachbarte geknickte Bohle zusammen heruntergerammt, nachdem die geknickte Bohle vorher vom Verbindungsring gelöst war. Ein unerwünschtes Mitziehen benachbarter Bohlen wurde durch Wiederbefestigen am Ring verhindert. Nachdem alle Bohlen auf volle Tiefe gerammt waren, wurden im frei stehenden Teil des Dalbens die drei Winkelringe dauernd befestigt. Die Gesamtlänge dieses Dalbens beträgt 15,50 m, davon stehen etwa 7,50 m frei und 8 m im Boden. Die Schwierigkeiten beim Transport und bei der Herstellung und damit die Kosten waren für diesen Dalben verhältnismäßig groß.

Zur Verminderung der Herstellungskosten war für weitere Versuche ein Dalben vorgeschlagen worden, der aus neuerdings von der „Dortmunder Union“ in den Handel gebrachten ganz flachen Spundeisen besteht, deren jedes nach der Profilhöhe eine geringe Biegung erhält, so daß ein ringförmiger Dalben mit glatter Oberfläche entsteht und die unwirtschaftliche Holzbekleidung sich erübrigt (Abb. 2). Inzwischen hat aber der Verfasser dieses Aufsatzes eine neuartige Anordnung von Dalben aus den schon von Bock benutzten Kasteneisen angegeben, die sich bei einfacher Bauart in der Form und Stärke den jeweils vorliegenden Verhältnissen weitgehend anpassen und sich gleich gut für die See wie für die Binnenwasserstraßen eignen.

In der Bauart ähnelt dieser Dalben dem hölzernen Bündeldalben (Abb. 3), der sich am Rhein-Herne-Kanal von den dort erprobten Dalbenarten am besten bewährt hat. An die Stelle der hölzernen Pfähle treten jedoch Kasteneisen der Vereinigten Stahlwerke, Dortmunder Union AG. Abb. 4 zeigt den Entwurf eines flußstählernen Bündeldalbens, der im Oberwasser der sehr verkehrsreichen Schleuse I des Rhein-Herne-Kanals gerammt werden soll, und zwar als erster in einer Dalbenreihe vor dem Leitwerk, wo er durch die anfahrenden und abstoppenden Schiffe in besonders hohem Maße beansprucht wird. Der Dalben ist daher sehr stark ausgebildet; bei den in der Reihe stehenden weniger beanspruchten Dalben wird man zweckmäßig aus wirtschaftlichen Gründen das innere Kasteneisen weglassen, so daß der Dalben dann nur aus 8 Pfählen besteht. Die Rammtiefe ist mit 6 m vorgesehen, die freie Länge über der Sohle beträgt 8 m, die Gesamtlänge der flußstählernen Kastenprofile also 14 m. Die Verbindung der einzelnen Pfähle geschieht in der Fahrtrichtung der Schiffe, also in der Richtung der häufigsten und stärksten Beanspruchungen in gleicher Weise wie bei einer Spundwand aus Kastenprofilen mittels des normalen Kastenschlosses. Senkrecht dazu sind am Kopf sowie kurz über dem normalen Stauspiegel je drei starke eiserne Bolzen angeordnet, wodurch ein fester Zusammenschluß erreicht wird. Durch die Bolzen darf die Bewegungsmöglichkeit des Dalbens nicht beeinträchtigt werden, aus diesem Grunde sind die Bolzenlöcher in den Spundwandeisen nur am Kopfe und an der Mutter passend gearbeitet; alle im Innern des Dalbens liegenden Bolzenlöcher werden sowohl nach den Seiten wie auch nach oben und unten mit Spielraum hergestellt.

Falls es erwünscht ist, an der Vorderseite des Dalbens eine glatte Fläche zu erhalten, wird man die Bolzen so anordnen, daß der Kopf in der Vertiefung zwischen den Kastenprofilen liegt (Abb. 5). Auch müssen, falls der Dalben frei steht, so daß die Schiffe von allen Seiten heranfahren können, die vorspringenden Führungseisen abgeschnitten und durch eine aufgeschweißte Lamelle ersetzt werden (Abb. 6). Sollte bei ungünstigen Untergrundverhältnissen die Befürchtung bestehen, daß die durch die Bolzen zu verbindenden Kasteneisen beim Rammen stark aus der Richtung weichen, so daß beim fertigen Dalben ein ordnungsmäßiges Zusammen-

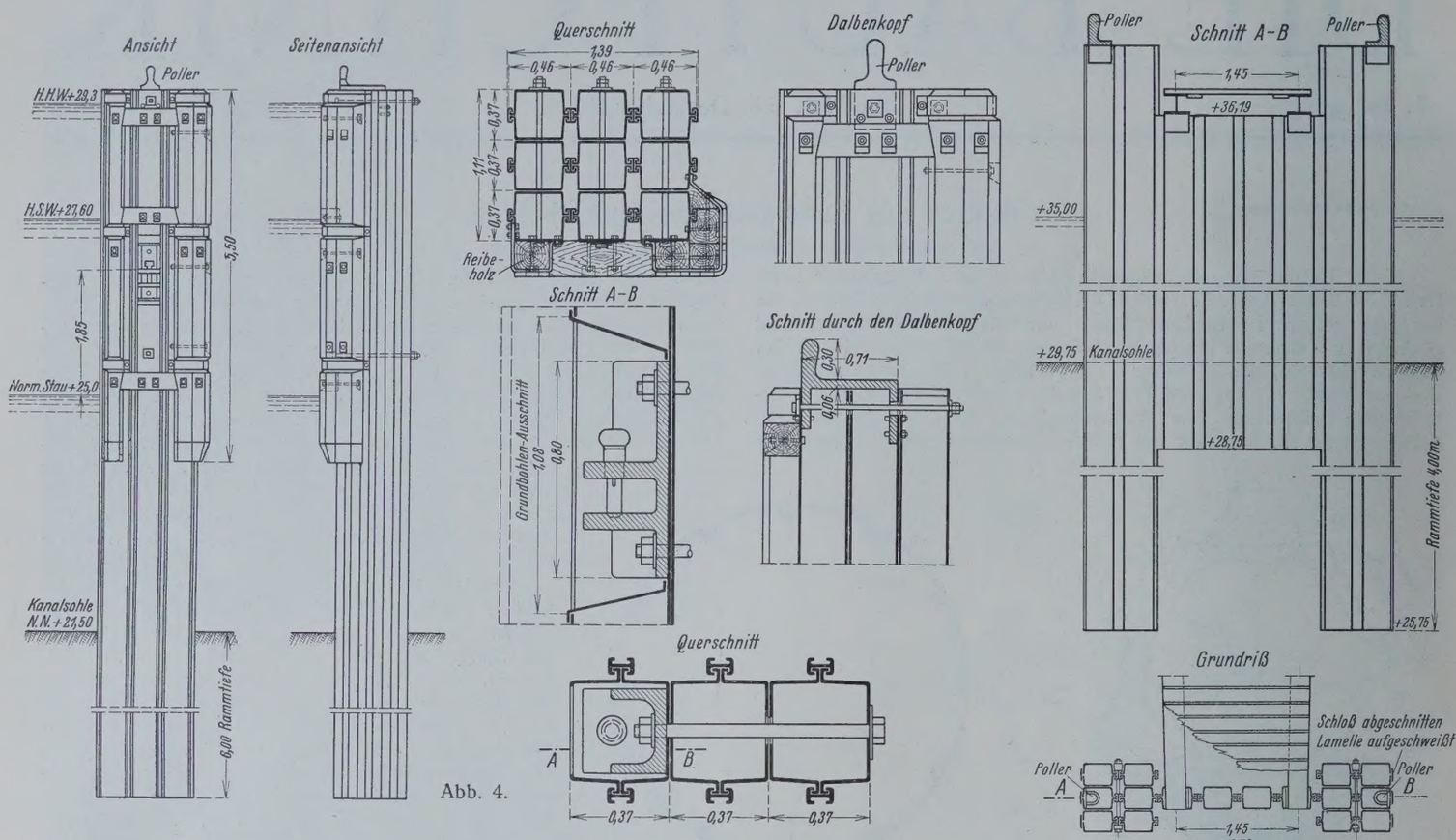


Abb. 4. Abb. 5.

fügen durch die Bolzen erschwert wird, dann empfiehlt es sich, auf die Bolzen zu verzichten und den Zusammenhang der nicht durch das Schloß verbundenen Teile durch Nietung oder Verschraubung zu bewirken. Die jeweils zu rammenden Eisen erhalten dann die in Abb. 7 dargestellte Form, die Rammhaube muß entsprechend ausgebildet werden. Die Beweglichkeit der einzelnen Kasteneisen gegeneinander in jeder Richtung wird auch bei dieser Bauart nicht aufgehoben, da sich die Bewegungen sowohl in der Längsrichtung wie auch in der Tiefe in Nut und Feder auswirken können.

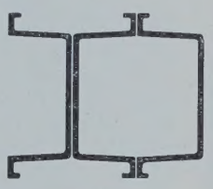


Abb. 7.

Die Bauart ohne Bolzen oder mit versenktem Bolzenkopf in der Vertiefung zwischen den Kasteneisen und mit abgeschnittenen Führungseisen ist stets erforderlich, wenn der Dalben ohne Reibehölzer verwendet werden soll. Grundsätzliche Bedenken gegen das Fortlassen der Reibehölzer bestehen nicht, denn eine Gefährdung der Schiffe ist bei dem sehr nachgiebigen Bündeldalben auch ohne Reibehölzer nicht in höherem Maße zu befürchten als bei einem starken, aus verspreizten gut verzimmerten Pfählen bestehenden starren Holzdalben. Jedenfalls empfiehlt es sich, Versuche mit eisernen Dalben ohne Reibehölzer zu machen. Sie können ohne Bedenken Verwendung finden, wo sie mit nicht zu großen Zwischenräumen in einer ganzen Reihe verwendet werden, um als Leitwerk oder als Verlängerung eines solchen zu dienen. Für den ersten Dalben der Reihe, der zum Anfahren dient, ist jedoch ein Schutz empfehlenswert. Der für eine solche Stelle vorgesehene, in Abb. 4 dargestellte Dalben ist daher an der der Schiffahrt zugekehrten Ecke sowie an der ganzen Vorderseite mit eichenen Schutzhölzern versehen. Die Befestigung der Reibehölzer geschieht durch eiserne Bänder und Bolzen; die Bolzen erhalten, soweit sie zur Befestigung an den Spundwandeisen dienen, einen Hammerkopf, so daß sie bei Erneuerung der Hölzer nötigenfalls auch ausgewechselt werden können.

Zur Ausrüstung eines Dalbens gehören außer den Reibehölzern zweckmäßige Vorrichtungen zum Festmachen der Schiffe. Im vorliegenden Falle sind zwei kleine Poller aus Stahlguß vorgesehen. Der erste befindet sich am Kopfe des Dalbens, wo er fest mit den Kasteneisen verbunden ist; er dient zum Festmachen der Schiffe bei höheren Wasserständen. Der zweite Poller ist so angebracht, daß er bei dem im allgemeinen vorhandenen normalen Stauspiegel gut erreichbar ist. Er liegt im Inneren des mittleren Kasteneisens und ist nach hinten durch starke Bolzens gesichert.

Nach der Fertigstellung des Dalbens werden die Hohlräume der Kasteneisen sowie die Zwischenräume mit reinem Sand und Kies ausgefüllt. Hierdurch wird die für die Aufnahme von Schiffstößen wünschenswerte große Masse erreicht, ohne daß die Nachgiebigkeit aufgehoben wird, außerdem bewirkt der Sand an der Berührungsstelle mit dem Stahl erfahrungsgemäß die Bildung einer Schutzschicht, die eine vorzeitige Zerstörung durch Rost verhindert. Am Kopf ist ein über die ganze Fläche reichender Verschluß aus Beton oder besser Bitumen vorgesehen.

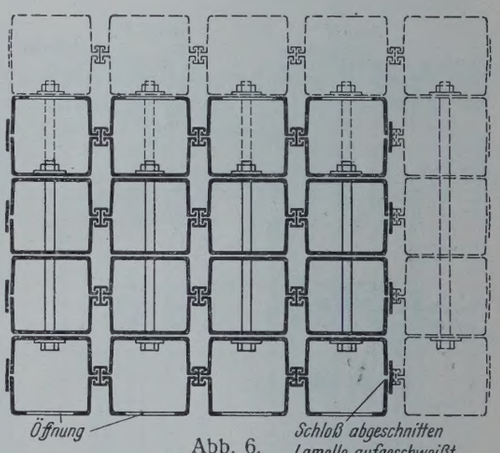


Abb. 6.

Die Herstellung des Dalbens ist einfach. Die Ramme schlägt vor sich zuerst die erste, dann die folgenden Reihen, dabei ist es zweckmäßig, jede Reihe vor dem Rammen zusammenzusetzen und dann die einzelnen Eisen mit der hin- und herwandernden Ramme möglichst gleichmäßig herunterzuschlagen. Das Zusammensetzen der Kasteneisen wird wesentlich erleichtert, wenn man das Kastenschloß etwa auf halber Länge durchschneidet und zunächst nur die untere Hälfte mit ansetzt, die obere Hälfte dagegen später einschiebt.

Eine Vereinfachung und Verbilligung der Rammarbeiten wird sich auch durch Verwendung des von der Demag, Düsseldorf, neuerdings konstruierten Rammhammers erreichen lassen. Diese Rammvorrichtung, die dem bereits bekannten Pfahlzieher ähnelt, wirkt besonders günstig durch die schnelle Aufeinanderfolge der Schläge, wodurch bei Schonung der Pfähle höhere Leistungen erzielt werden als bei den bisher üblichen Rammen. In vielen Fällen wird ferner die geringere Erschütterung der Umgebung des Rammplatzes sowie der geringere Platzbedarf von Vorteil sein. Abb. 8 zeigt den Rammhammer beim Schlagen flußstählerner Spundbohlen vom schwimmenden Prahm aus, Abb. 9 die Verwendung in enger Baugrube.

Der eiserne Bündeldalben bietet mancherlei Vorteile. Zunächst ist seine große Anpassungsfähigkeit an die Schiffahrtverhältnisse hervor-

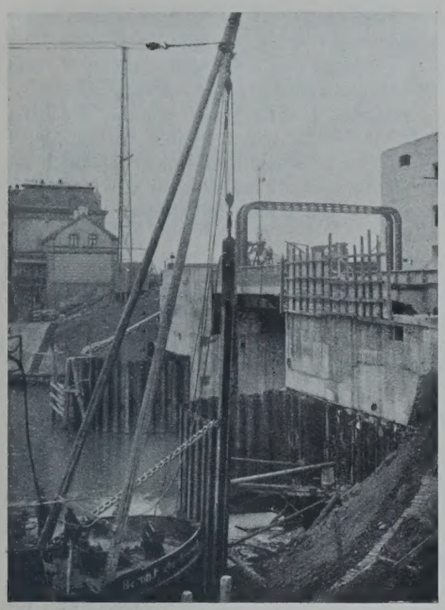


Abb. 8.

zuheben, er läßt sich sowohl in der Binnenschiffahrt wie auch als Ersatz für die größten hölzernen Dalben in der Seeschiffahrt verwenden. Abb. 5 zeigt den Kopf einer Landebrücke für Schleppdampfer. Hier sind aus dem Profil Ic zwei sechspfählige flußstählerne Dalben vorgesehen, die durch eine Reihe von nur 1 m tief gerammten Kasteneisen miteinander verbunden sind. Dadurch erhält man eine nachgiebige und trotzdem dauerhafte und sehr widerstandsfähige Konstruktion, die für den durch Schiffstöße stark beanspruchten Kopf der Landebrücke besonders gut geeignet ist. Reibehölzer sind nicht vorgesehen. Um die aus diesem Grunde erforderlichen glatten Außenflächen zu erzielen, liegen an der Vorderseite die Bolzenköpfe in der Vertiefung zwischen den Kasteneisen, ferner sind die vorspringenden Führungseisen abgeschnitten und durch eine angeschweißte Lamelle ersetzt.

Abb. 6 zeigt die Bauart eines für Seehäfen geeigneten 16pfähligen sowie in punktierten Linien die eines besonders starken 25pfähligen Dalbens. Reibehölzer sind auch für diesen von allen vier Seiten

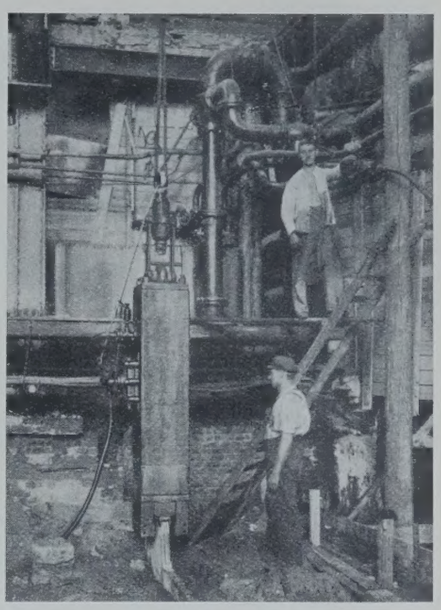


Abb. 9.

für die Schiffahrt zugänglichen Dalben nicht vorgesehen, bezüglich der Führungseisen ist daher in gleicher Weise verfahren wie im vorhergehenden Beispiel. Kopf und Mutter der Ankerbolzen greifen an der Innenwand der äußeren Kasteneisen an, wobei sie durch die in der äußeren Wand erforderliche Öffnung zugänglich bleiben. Um die vorgesehene Sandfüllung zu ermöglichen, werden oberhalb und unterhalb der Öffnung für die Poller im Kasteneisen Bleche angebracht (Abb. 4, Schnitt *A—B*).

Gerade für die See, wo der Bohrwurm die Lebensdauer ungünstig beeinflußt, und wo die Beanspruchung durch die großen Seeschiffe die Zerstörung beschleunigt, ist aus wirtschaftlichen Gründen der Ersatz der aus zahlreichen Pfählen bestehenden teuren hölzernen Dalben durch ein dauerhafteres Material dringend erwünscht. Die Kosten für die großen Seeedalben lassen sich übrigens wesentlich einschränken, wenn man einen Teil der inneren Kasteneisen wegläßt, so daß ein rechteckiger oder kreuzförmiger Hohlraum entsteht, der dann mit Kies und Sand gefüllt wird.

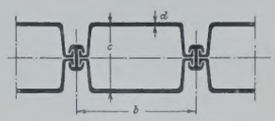
Falls die Beanspruchung vorwiegend in einer Richtung stattfindet, ist es unter Umständen zweckmäßig, den Dalben nicht quadratisch, sondern in der Richtung der Beanspruchung stärker, also in rechteckiger Form auszubilden. Diese Form ergibt sich ohne weiteres bei Verwendung des Profils Ic, während sie bei dem stärkeren Profil II durch Hinzufügen einer Pfahlreihe in der Richtung der Beanspruchung erreicht werden muß.

Selbstverständlich ist es auch möglich, den flußstählernen Dalben durch einzelne schräggestellte Kasteneisen zu verstärken. Diese Bauart ist jedoch nicht zu empfehlen, da ein solcher Dalben zum Nachteil der Schiffahrt seine Elastizität verliert; man sollte die erforderliche Verstärkung des Dalbens stets durch weitere senkrecht gerammte Kasteneisen zu erreichen suchen.

Die große Elastizität des eisernen Bündeldalbens beruht einmal auf der Verwendung des an sich elastischen Stahles, dann aber auch auf dem Fehlen jeder starren Verbindung. Der trotzdem vorhandene gute Zusammenschluß und die hohe Biegungsfestigkeit der verwendeten Kasteneisen lassen erwarten, daß auch bei starker Beanspruchung ein Brechen über der Sohle nicht eintreten wird, während dies z. B. am verkehrsreichen Rhein-Herne-Kanal bei den hölzernen neunpfähligen Bündeldalben, besonders wohl infolge ungleichmäßiger Beanspruchung der Pfähle, keine Seltenheit ist.

Die Biegsamkeit des stählernen Bündeldalbens in Verbindung mit der großen Masse, die durch die Sandfüllung erreicht wird, ist das beste Mittel zur allmählichen Aufzehrung der lebendigen Kraft der anfahrenden Schiffe. Dabei wird der Vorteil erreicht, daß der Widerstand entsprechend der mit der Biegung wachsenden Reibung im Schloß allmählich anwächst; auch die Reibung zwischen dem Stahl und der Sandfüllung muß hierbei überwunden werden.

Die folgende Zusammenstellung zeigt die bisher gewalzten Profile der Kasteneisen mit ihren Abmessungen und Eigenschaften.



Union-Kastenwand.

Profil Nr.	b mm	c mm	d mm	Gewicht kg/lfd. m	Gewicht kg/m²	Querschnitt in cm² für 1 lfd. m Wand	Umfang in cm für 1 lfd. m Wand	Widerstandsmoment für 1 lfd. m Wand Wz (in cm³/m)	Trägheitshalbmesser cm	Trägheitsmoment cm⁴	Größtmoment tm $\sigma = 1200$	Größtmoment tm $\sigma = 1560$
Ic	460	270	10,5	2 · 56,7 + 19,2 = 132,6	288	2700 366	268	2604	9,82	35 100	31,25	40,62
Ic verst.	460	276	13,5	2 · 67,7 + 19,2 = 154,6	336	2760 426	270	3174	10,15	43 801	38,09	49,51
II	460	369	14,5	2 · 77,5 + 19,2 = 174,2	380	3690 478	308	4800	13,60	88 500	57,60	74,88

Der in Abb. 4 dargestellte flußstählerne Dalben kostet fertig hergestellt unter Zugrundelegung von Angeboten leistungsfähiger Rammfirmen und der von der Dortmunder Union angegebenen Materialpreise als Einzeldalben gerammt rd. 7400 R.-M.

Die Unterhaltungskosten der flußstählernen Dalben sind selbst bei starker Beanspruchung nur gering, sie werden in der Hauptsache durch Ausbesserung der Reibehölzer entstehen und dürfen bei sehr starkem Verkehr mit rd. 40 R.-M. jährlich angesetzt werden.

Die Lebensdauer flußstählerner Spundbohlen kann nach den bisher vorliegenden günstigen Erfahrungen zu 80 bis 120 Jahren angenommen werden.[1]) Da jedoch auch bei den flußstählernen Dalben in besonders ungünstigen Fällen mit vorzeitiger Zerstörung durch mechanische Einflüsse gerechnet werden muß, soll für den wirtschaftlichen Vergleich mit Holzdalben nur eine Lebensdauer von 50 Jahren zugrunde gelegt werden.

Der mit dem flußstählernen zu vergleichende Holzdalben soll die gleiche Raumtiefe, Pfahllänge und Pfahlzahl wie dieser aufweisen und in gleicher Weise mit eichenen Reibehölzern und Festmachepollern aus Stahlguß ausgerüstet sein, im übrigen gleicht er dem in Abb. 3 dargestellten im Rhein-Herne-Kanal ausgeführten hölzernen Bündeldalben. Ein solcher Dalben kostet rd. 4800 R.-M.

Die jährlichen Unterhaltungskosten betragen nach den Erfahrungen auf dem Rhein-Herne-Kanal für einen an besonders beanspruchter Stelle vor dem Leitwerk stehenden hölzernen Dalben mindestens rd. 100 R.-M., während die Lebensdauer 8 bis 9 Jahre nicht überschreitet, für den Vergleich sind 9 Jahre eingesetzt.

Rechnet man mit einer Verzinsung von $6^1/_2$ % und einer Tilgung des Anlagekapitals von $^1/_2$ %, so ergibt sich für die Beurteilung der Wirtschaftlichkeit die umstehende Zusammenstellung.

Die nachstehende Wirtschaftlichkeitsberechnung ist durchgeführt für in der Bauart ähnliche neunpfählige Dalben aus Holz bzw. Flußstahl, von

[1]) Vgl. Zentralbl. d. Bauverw. 1925 vom 11. November.

	Bündeldalben aus 9 Holzpfählen	Bündeldalben aus 9 Kasteneisen
I. Anlagekapital	4800 R.-M.	7400 R.-M.
II. Lebensdauer	9 Jahre	50 Jahre
III. Jährlich wiederkehrende Ausgaben:		
1. Tilgung des Anlagekapitals .	24 R.-M.	37 R.-M.
2. Verzinsung des Anlagekapitals	312 „	481 „
3. Abschreibung	533 „	148 „
4. Unterhaltung	100 „	40 „
IV. Summe der jährlich wiederkehrenden Ausgaben	969 „	706 „
V. Gesamtausgabe in 50 Jahren .	$4800 + 50 \cdot 969 = 53\,250$ R.-M.	$7400 + 50 \cdot 706 = 42\,700$ R.-M.

denen aber der letztere technische Vorteile bietet, deren Ausgleich beim hölzernen Dalben, soweit er überhaupt möglich ist, ein höheres Anlagekapital und damit eine weitere Herabsetzung der Wirtschaftlichkeit bedingen würde. Trotz dieser für den hölzernen Dalben günstigen Vergleichsunterlage und trotz der ungünstigen Annahme für die Lebensdauer der flußstählernen Dalben beweist die Zusammenstellung eine wesentliche wirtschaftliche Überlegenheit der letzteren. Die Ersparnis, die in 50 Jahren 10 550 R.-M. oder jährlich rd. 211 R.-M. für jeden Dalben beträgt, wird bei verkehrsreichen Wasserstraßen und Häfen mit zahlreichen Dalben zu beträchtlichen Summen führen. Noch weit günstiger wird der Vergleich für die flußstählernen Dalben, wenn sie ohne Reibehölzer verwendet werden.

Das Ergebnis ändert sich auch nicht, wenn der Vergleich, statt wie im vorliegenden Fall, für Dalben an besonders beanspruchter Stelle in verkehrsreicher Wasserstraße unter anderen Grundlagen durchgeführt wird, wo für den hölzernen Dalben bei billigerer Bauart mit einer Lebensdauer bis zu etwa 15 Jahren gerechnet werden kann; selbstverständlich muß dann auch ein flußstählerner Dalben mit entsprechender Ausbildung und höherer Lebensdauer bis zu etwa 80 Jahren in Vergleich gestellt werden.

Alle Rechte vorbehalten.

Bewegungswiderstand der Eisenbahnwagen in Kurven (ohne Berücksichtigung der Lokomotiven und Tender).

Von Dr.-Ing. ehr. **H. Meißner Pascha,** Konstantinopel.

Die praktischen Formeln für die Berechnung der Widerstände in den Eisenbahnkurven lassen an Einfachheit nichts zu wünschen übrig, hingegen an Richtigkeit um so mehr.

Jeder Eisenbahner weiß, daß der Widerstand in den Kurven nicht nur von dem Kurvenhalbmesser abhängt, sondern auch von dem Gefälle und von der Last und Länge des Zuges, bzw. der Länge der Kurve, während die bisher gebräuchlichen Formeln nur dem Halbmesser Rechnung tragen.

Da es von größter Wichtigkeit ist, beim Trassieren von Gebirgsbahnen gegebenenfalls möglichst große Steigungen anzuwenden, ohne jedoch den zulässigen Gesamtwiderstand zu überschreiten, ist es erforderlich, die Widerstände etwas näher kennenzulernen.

In der nachfolgenden Untersuchung der in einem Eisenbahnzuge herrschenden Zugkräfte wollen wir folgende drei Fälle unterscheiden:

A. Der Zug befindet sich auf seiner ganzen Länge in der Kurve.
B. Die Lokomotive, der Tender und ein Teil der Wagen befinden sich in der Kurve, der Rest der Wagen ist noch in der Geraden.
C. Lokomotive mit Tender und ein Teil der Wagen sind bereits wieder in der Geraden, nur die letzten Wagen sind noch in der Kurve.

Fall A.

Der Kurvenwiderstand setzt sich zusammen:

1. aus dem Widerstande w_1, der durch die starre Verbindung der Räder mit ihrer Achse verursacht ist,
2. aus dem Widerstande w_2, der vom Parallelismus der Radachsen herrührt,
3. aus dem Widerstande w_3, der durch den Richtungsunterschied der Bahnen der verschiedenen Wagen entsteht,
4. aus dem Widerstande w_4, herrührend von der Fliehkraft,
5. aus der Wirkung der Schienenüberhöhung.

Zu 4. Durch die Fliehkraft werden die Kränze der äußeren Räder gegen die Außenschienen gedrückt, was den von Geschwindigkeit, Wagengewicht und Kurvenhalbmesser abhängigen Widerstand w_4 erzeugt.

Zu 5. Die Schienenüberhöhung hat den Zweck, die Wirkung der Fliehkraft auszugleichen.

Sie wird mit Genauigkeit für eine Geschwindigkeit berechnet. Da aber die auf dem Gleis verkehrenden Züge ganz verschiedene Geschwindigkeiten haben, ist der beabsichtigte Ausgleich nicht erreichbar.

Der Einfachheit halber wollen wir jedoch mit allen bisherigen Autoren annehmen, daß der erhoffte Ausgleich einträte, und in der Folge die Wirkung der Fliehkraft und die Schienenüberhöhung vernachlässigen.

Zu 1. Der aus der starren Verbindung der Räder mit ihrer Achse entstehende Widerstand w_1 berechnet sich in folgender Weise:

Es sei ϱ der Kurvenhalbmesser in Bahnachse gemessen, s die Spurweite, die wir an Stelle des Abstandes der beiden Laufkreise eines Räderpaares einführen, P das Gewicht des Wagens, f der Koeffizient der gleitenden Reibung. Wenn der Wagen um 1 m vorrückt, legt der äußere Radkranz $\frac{\varrho + \frac{s}{2}}{\varrho}$ zurück und der innere $\frac{\varrho - \frac{s}{2}}{\varrho}$. Der Unterschied zwischen diesen beiden Wegen $1 + \frac{s}{2\varrho} - \left(1 - \frac{s}{2\varrho}\right) = \frac{s}{\varrho}$ ist also der Weg, der unter dem Widerstand durch gleitende Reibung zurückgelegt wird für jedes Meter, um das sich der Wagen fortbewegt.

Nehmen wir an, daß die Gleitbewegung nur auf der einen Seite stattfinde, woselbst die Last $\frac{P}{2}$ wirkt, so ist die Arbeit der gleitenden Reibung auf die Länge 1 gleich w_1:

$$w_1 = f \cdot \frac{P}{2} \cdot \frac{s}{\varrho}.$$

Zu 2. Widerstand w_2 infolge des Parallelismus der Radachsen. Wenn der Wagen einen vollen Kreis vom Halbmesser ϱ durchläuft, ist die Gleitbewegung der Radreifen dieselbe, als ob der Wagen sich um 360° um seine lotrechte Achse gedreht hätte, und der zurückgelegte Gleitweg ist

$$2\pi \sqrt{\left(\frac{s}{2}\right)^2 + \left(\frac{L}{2}\right)^2} = \pi \sqrt{s^2 + L^2},$$

worin L den Radstand des Wagens bedeutet.

Für den Weg = 1 des Wagens ist der Gleitweg

$$\frac{\pi \sqrt{s^2 + L^2}}{2\pi\varrho} = \frac{\sqrt{s^2 + L^2}}{2\varrho}.$$

Und die geleistete Arbeit $= w_2$:

$$w_2 = f P \cdot \frac{\sqrt{s^2 + L^2}}{2\varrho},$$

$$w_1 + w_2 = f P \cdot \frac{s}{2\varrho} + f P \cdot \frac{\sqrt{s^2 + L^2}}{2\varrho}.$$

Wenn wir $f = \frac{1}{6}$ annehmen, wird

$$w_1 + w_2 = \frac{P}{12\varrho}\left[s + \sqrt{s^2 + L^2}\right].$$

Die nachstehende Tabelle gibt die Werte von $w_1 + w_2$ für Normalspur ($s = 1{,}435$) und gewisse Längen L. Für andere Werte von L finden wir $w_1 + w_2$ durch Zwischenschaltung, oder entnehmen sie aus der graphischen Darstellung (Abb. 1).

Tabelle I. Werte von $w_1 + w_2$ für $P = 1$.

$$w_1 + w_2 = \frac{1}{12\varrho}\left[s + \sqrt{s^2 + L^2}\right]$$

$w_1 + w_2 =$	$\frac{0{,}55}{\varrho}$	$\frac{0{,}50}{\varrho}$	$\frac{0{,}45}{\varrho}$	$\frac{0{,}40}{\varrho}$	$\frac{0{,}35}{\varrho}$	$\frac{0{,}30}{\varrho}$
$L =$	4,96	4,33	3,70	3,04	2,36	1,62
$\varrho =$ 200	2,75	2,50	2,25	2,00	1,75	1,50
250	2,20	2,00	1,80	1,60	1,40	1,20
300	1,83	1,67	1,50	1,33	1,17	1,00
350	1,57	1,43	1,29	1,14	1,00	0,86
400	1,38	1,25	1,13	1,00	0,88	0,75
500	1,10	1,00	0,90	0,80	0,70	0,60
600	0,92	0,83	0,75	0,67	0,58	0,50
800	0,69	0,63	0,56	0,50	0,44	0,38
1000	0,55	0,50	0,45	0,40	0,35	0,30

Zu 3. Widerstand w_3, der durch den Richtungsunterschied der Bahnen der einzelnen Wagen entsteht.

Wir bezeichnen mit Z die Kraft an den Zughaken und setzen voraus, daß alle Wagen dieselbe Rahmenform haben.

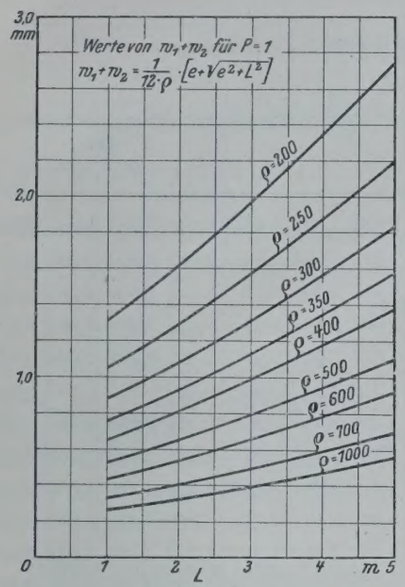


Abb. 1.

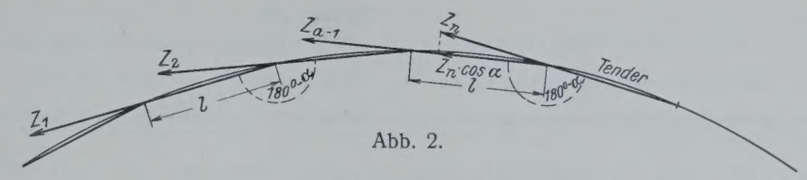


Abb. 2.

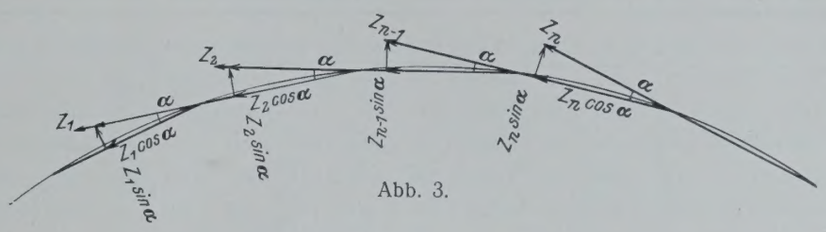


Abb. 3.

Die Länge der Seiten des von den Achsen der Wagen gebildeten Polygons sei l, der Winkel zwischen den Wagenmittellinien sei $180° - \alpha$.

Der Einfachheit halber nehmen wir an, daß der Winkel zwischen den Achsen des Tenders und des benachbarten Wagens ebenfalls $180° - \alpha$ sei. Wir bezeichnen ferner mit $Z_n = Z$ die Kraft, mit der der Zughaken des Tenders den ersten Wagen eines Zuges von n Wagen zieht, Z_{n-1} ist die Kraft, mit der der erste Wagen den zweiten zieht, usf. bis Z_1, der Kraft, mit der der $(n-1)$te Wagen den $n$ten, den letzten zieht.

Die Z sind die Kräfte, die erforderlich sind, um den Zug in gleichförmiger Bewegung zu erhalten, also die Widerstände zu überwinden, die wir für einen Wagen in der Geraden mit W_0 bezeichnen wollen, für einen Wagen in der Kurve mit w. Z_1 zerlegt sich in $Z_1 \cos\alpha$ in der Richtung der Mittellinie des letzten Wagens und in $Z_1 \sin\alpha$ normal zu genannter Achse.

$Z_1 \sin\alpha$ multipliziert mit dem Koeffizienten für gleitende Reibung f ist der Widerstand, den die Komponente $Z_1 \sin\alpha$ erzeugt.

Es besteht mithin die Beziehung

$$W + Z_1 f \sin\alpha = Z_1 \cos\alpha,$$

und wenn wir

$$\cos\alpha - f\sin\alpha = m$$

setzen, wird

$$W = Z_1 \cdot m; \quad \underline{Z_1 = \frac{W}{m}}.$$

Ebenso gilt

$$(W + Z_1) + Z_2 f \sin\alpha = Z_2 \cos\alpha$$
$$W + Z_1 = Z_2(\cos\alpha - f\sin\alpha) = Z_2 m$$
$$\underline{Z_2 = \frac{Z_1 + W}{m} = \frac{W}{m^2} + \frac{W}{m}}.$$

Ferner ist

$$\underline{Z_3 = \frac{W}{m^3} + \frac{W}{m^2} + \frac{W}{m}}$$

$$Z_n = \frac{W}{m^n} + \frac{W}{m^{n-1}} + \cdots\cdots + \frac{W}{m}$$
$$= \frac{W}{m^n}\left(1 + m + m^2 \cdots\cdots + m^{n-1}\right)$$
$$\underline{Z_n = \frac{W}{m^n} \cdot \frac{1 - m^n}{1 - m}}.$$

In der geraden Strecke würde dieser Zug aus n Wagen einen Widerstand Z_g erleiden:

$$Z_g = n\, w_0.$$

Das Verhältnis dieser beiden Widerstände ist

$$\frac{Z_n}{Z_g} = \frac{\frac{W}{m^n} \cdot \frac{1 - m^n}{1 - m}}{n\, w_0} = \frac{1 - m^n}{n\, m^n (1 - m)} \cdot \frac{w}{w_0},$$

worin $w_0 = w - (w_1 + w_2)$.

Wenn wir an Stelle von $\dfrac{1 - m^n}{n\, m^n (1 - m)}$ A setzen, wird

$$\underline{\frac{Z_n}{Z_g} = A \cdot \frac{w}{w - (w_1 + w_2)}}.$$

Der Kurvenwiderstand erscheint mithin nicht mehr als ein Zuschlag zu den anderen Widerständen, dem Laufwiderstand und dem Steigungswiderstand, sondern er wird erhalten durch Multiplikation dieser beiden Widerstände, vermehrt um die Widerstände $w_1 + w_2$, mit dem Koeffizienten A.

Tabelle II enthält für Normalspur und für Wagen von $l = 10$ m die Werte von A für Züge von 2, 5, 10, 20, 30, 40 und 50 Wagen in Kurven von 200, 250, 300, 350, 400, 500, 600, 800 und 1000 m Halbmesser, und zwar

1. für den Reibungskoeffizienten $f = \frac{1}{6}$,
2. für den Reibungskoeffizienten $f = \frac{1}{12{,}5}$,

zur Veranschaulichung der Wirkung, die man durch Anwendung von Schmiermitteln gegebenenfalls erzielen kann.

Zwecks praktischer Anwendung des Vorstehenden geben wir in Tabelle III die nach der Frankschen Formel

$$W_1 = \left[2{,}5 + 0{,}0142\left(\frac{V}{10}\right)^2\right] n\, P + 0{,}54\,(2 + n\, F_v)\left(\frac{V}{10}\right)^2$$

berechneten Laufwiderstände für mittlere Güterzüge.

Der Steigungswiderstand wird, wie üblich, gerechnet als $W_{II} = P \operatorname{tg} \beta$, wo β der Steigungswinkel ist.

Beispiel.

Ein Zug von 20 Wagen von $P = 17{,}5$ t, $L = 4{,}00$ m, Stundengeschwindigkeit $V = 35$ km, in Steigung von $18\,‰$, $\varrho = 300$ m.

Tabelle II.

Berechnung der Kurvenwiderstände der Eisenbahnzüge.

Werte des Koeffizienten $A = \dfrac{1 - m^n}{n \cdot m^n (1 - m)}$.

Anzahl der Wagen $= n$	Halbmesser $= 200$		Halbmesser $= 250$		Halbmesser $= 300$	
	$f = \frac{1}{6}$	$f = \frac{1}{12{,}5}$	$f = \frac{1}{6}$	$f = \frac{1}{12{,}5}$	$f = \frac{1}{6}$	$f = \frac{1}{12{,}5}$
1	1,010	1,005	1,008	1,004	1,006	1,003
2	1,014	1,011	1,010	1,008	1,009	1,006
5	1,028	1,016	1,022	1,013	1,019	1,010
10	1,055	1,030	1,043	1,023	1,034	1,017
20	1,108	1,057	1,085	1,046	1,067	1,038
30	1,165	1,086	1,129	1,068	1,101	1,051
40	1,226	1,116	1,175	1,103	1,137	1,069
50	1,291	1,147	1,224	1,115	1,180	1,087

Anzahl der Wagen $= n$	Halbmesser $= 350$		Halbmesser $= 400$		Halbmesser $= 500$	
	$f = \frac{1}{6}$	$f = \frac{1}{12{,}5}$	$f = \frac{1}{6}$	$f = \frac{1}{12{,}5}$	$f = \frac{1}{6}$	$f = \frac{1}{12{,}5}$
1	1,005	1,003	1,004	1,002	1,004	1,002
2	1,008	1,006	1,007	1,005	1,007	1,004
5	1,016	1,008	1,013	1,007	1,011	1,005
10	1,029	1,015	1,025	1,013	1,021	1,010
20	1,057	1,028	1,047	1,024	1,039	1,019
30	1,085	1,043	1,071	1,036	1,059	1,028
40	1,114	1,058	1,095	1,048	1,080	1,038
50	1,145	1,072	1,121	1,060	1,100	1,048

Anzahl der Wagen $= n$	Halbmesser $= 600$		Halbmesser $= 800$		Halbmess. $= 1000$ m	
	$f = \frac{1}{6}$	$f = \frac{1}{12{,}5}$	$f = \frac{1}{6}$	$f = \frac{1}{12{,}5}$	$f = \frac{1}{6}$	$f = \frac{1}{12{,}5}$
1	1,003	1,001	1,002	1,001	1,002	1,001
2	1,006	1,003	1,004	1,002	1,003	1,002
5	1,009	1,005	1,007	1,003	1,005	1,002
10	1,016	1,008	1,012	1,005	1,009	1,005
20	1,031	1,015	1,023	1,012	1,018	1,009
30	1,047	1,023	1,035	1,017	1,027	1,013
40	1,062	1,031	1,046	1,022	1,036	1,017
50	1,078	1,039	1,057	1,028	1,045	1,022

Tabelle III

über Laufwiderstände von Güterzügen (ohne Lokomotiven und Tender)

auf Grund der Frankschen Formel $W_I = \left[2{,}5 + 0{,}0142\left(\frac{V}{10}\right)^2\right] n P + 0{,}54\,(2 + n F_v)\left(\frac{V}{10}\right)^2$.

$n=$	5				10				20				30				40				50			
$P=$	10 t	20 t	25 t	30 t	10 t	20 t	25 t	30 t	10 t	20 t	25 t	30 t	10 t	20 t	25 t	30 t	10 t	20 t	25 t	30 t	10 t	20 t	25 t	30 t
$V=20$	2,807	2,682	2,657	2,640	2,764	2,661	2,640	2,626	2,743	2,650	2,631	2,619	2,735	2,646	2,628	2,616	2,732	2,644	2,627	2,615	2,730	2,643	2,626	2,614
25	2,980	2,785	2,745	2,719	2,913	2,751	2,718	2,697	2,879	2,734	2,705	2,685	2,868	2,728	2,700	2,682	2,862	2,725	2,698	2,680	2,859	2,724	2,697	2,679
30	3,192	2,910	2,853	2,816	3,094	2,861	2,814	2,783	3,046	2,837	2,795	2,767	3,030	2,829	2,789	2,762	3,022	2,825	2,785	2,759	3,017	2,822	2,783	2,757
35	3,441	3,058	2,981	2,930	3,309	2,991	2,928	2,886	3,243	2,958	2,902	2,864	3,221	2,947	2,893	2,856	3,210	2,942	2,888	2,853	3,203	2,939	2,886	2,850
40	3,730	3,228	3,128	3,061	3,557	3,142	3,059	3,004	3,470	3,099	3,024	2,975	3,441	3,084	3,013	2,965	3,427	3,077	3,007	2,960	3,418	3,073	3,004	2,958
45	4,056	3,422	3,295	3,210	3,837	3,312	3,207	3,137	3,728	3,258	3,164	3,101	3,692	3,240	3,149	3,089	3,673	3,230	3,142	3,083	3,662	3,225	3,137	3,079
50	4,421	3,638	3,481	3,377	4,151	3,503	3,373	3,287	4,016	3,436	3,319	3,242	3,971	3,413	3,301	3,227	3,949	3,402	3,293	3,219	3,935	3,395	3,287	3,215
55	4,825	3,877	3,688	3,561	4,498	3,714	3,557	3,452	4,334	3,632	3,492	3,398	4,280	3,605	3,470	3,380	4,253	3,591	3,459	3,371	4,236	3,583	3,452	3,365
60	5,266	4,139	3,913	3,763	4,877	3,944	3,758	3,633	4,683	3,847	3,680	3,568	4,618	3,815	3,654	3,547	4,586	3,799	3,641	3,536	4,566	3,789	3,633	3,530
65	5,747	4,423	4,159	3,982	5,290	4,195	3,976	3,830	5,062	4,081	3,885	3,754	4,986	4,043	3,854	3,729	4,948	4,024	3,839	3,716	4,925	4,013	3,830	3,708
70	6,265	4,730	4,424	4,219	5,736	4,466	4,212	4,043	5,471	4,334	4,106	3,954	5,383	4,290	4,071	3,925	5,339	4,267	4,053	3,910	5,313	4,254	4,043	3,901
75	6,822	5,061	4,708	4,473	6,215	4,757	4,465	4,271	5,911	4,605	4,344	4,169	5,810	4,554	4,303	4,136	5,759	4,529	4,283	4,119	5,729	4,514	4,271	4,109
80	7,418	5,413	5,012	4,745	6,727	5,068	4,736	4,515	6,381	4,895	4,598	4,400	6,266	4,837	4,552	4,361	6,208	4,809	4,529	4,342	6,174	4,791	4,515	4,330

V = Geschwindigkeit in km/h, n = Anzahl der Wagen, P = Bruttogewicht der Wagen, W_I in ‰,
F_v = mittlere, den Widerstand der Luft erleidende Fläche eines jeden Güterwagens; im obigen Beispiel $F_v = 0{,}76$ m².
Die Formel trägt dem etwaigen Winde keine Rechnung.

Nach Tabelle III ist $W_I = \frac{3{,}243 + 3 \cdot 2{,}958}{4} = 3{,}029$
$W_{II} = 18{,}000$ } 21,029

nach Tabelle I ist $w_1 + w_2 = 1{,}50 + \frac{30}{63} \cdot (1{,}67 - 1{,}50) = 1{,}581$
$W = 22{,}610$

Nach Tabelle II ist $A = 1{,}067$, mithin $\Sigma W = 22{,}610 \cdot 1{,}067 = 24{,}125$
In der Geraden, in der Steigung war $W_I + W_{II} = 21{,}029$
mithin kommt auf Rechnung der Kurve . . . . . 3,1 mm.

Auf derselben Bahnstrecke würde ein Zug von gleicher Bruttolast, die aber auf 40 Wagen von 8,75 t verteilt wäre, folgende Widerstände erleiden:

Nach Tabelle III ist $W_I = 3{,}210 + \frac{1{,}25}{10}(3{,}210 - 2{,}942) = 3{,}234$
$W_{II} = 18{,}000$
$21{,}234$
Nach Tabelle I ist $w_1 + w_2 = 1{,}581$
$22{,}815$
Nach Tabelle II ist $A = 1{,}137$, $W = 22{,}815 \cdot 1{,}137 = 25{,}941$
$W_1 + W_2 = 21{,}234$
mithin entspricht der Kurvenwiderstand . . . . . 4,71 mm.

Fall B.

Die Lokomotive, der Tender und ein Teil der Wagen befinden sich in der Kurve, der Rest der Wagen ist noch in der Geraden.

Von den n Wagen des Zuges sind noch a Wagen in der geraden Strecke, b Wagen sind bereits in der Kurve; $n = a + b$.

Es gilt dann

$$Z_a \cos\frac{\alpha}{2} = Z_a f \sin\frac{\alpha}{2} + a\,[w - (w_1 + w_2)]\,.$$

Wenn wie oben $m = \cos\alpha - f\sin\alpha$ ist und wir mit hinreichender Genauigkeit für den kleinen Winkel α setzen $\cos\alpha = \cos\frac{\alpha}{2}$,

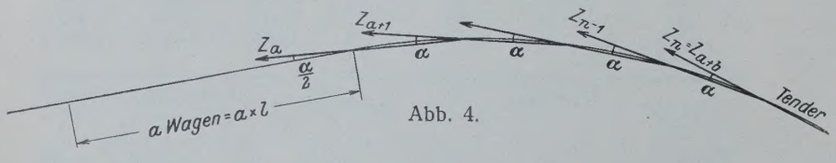


Abb. 4.

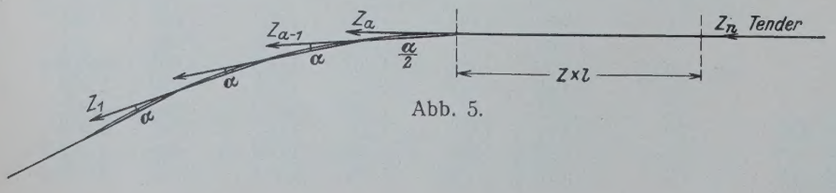


Abb. 5.

$$\sin\frac{\alpha}{2} = \frac{1}{2}\cdot\sin\alpha = \frac{l}{2\varrho}\,,$$

so nimmt die Formel für Z_a folgende Form an:

$$Z_a\left(\cos\alpha - f\cdot\frac{l}{2\varrho}\right) = a\,[w - (w_1 + w_2)]$$

$$Z_a\left(m + f\cdot\frac{l}{2\varrho}\right) = a\,[w - (w_1 + w_2)]$$

$$Z_a = \frac{a\,[w - (w_1 + w_2)]}{m + \frac{f\,l}{2\varrho}}$$

$$Z_{a+1}\cos\alpha = Z_{a+1} f\sin\alpha + W + Z_a$$

$$Z_{a+1}(\cos\alpha - f\sin\alpha) = W + Z_a$$

$$Z_{a+1} = \frac{W}{m} + \frac{a\,[w - (w_1 + w_2)]}{m\left[m + \frac{f\,l}{2\varrho}\right]}$$

$$Z_{a+2}\cos\alpha = Z_{a+2} f\sin\alpha + W + Z_{a+1}$$

$$Z_{a+2} = \frac{W}{m} + \frac{Z_{a+1}}{m} = \frac{W}{m} + \frac{W}{m^2} + \frac{a\,[w - (w_1 + w_2)]}{m^2\left(m + \frac{f\,l}{2\varrho}\right)}$$

— — — — — — — — — — — — — — —

$$Z_n = Z_{a+b} = \frac{W}{m} + \frac{W}{m^2} + \cdots\cdots + \frac{W}{m^b} + \frac{a\,[w - (w_1 + w_2)]}{m^b\left(m + \frac{f\,l}{2\varrho}\right)}$$

$$Z_n = \frac{W}{m^b}\cdot\frac{1 - m^b}{1 - m} + \frac{a\,[w - (w_1 + w_2)]}{m^b\left(m + \frac{f\,l}{2\varrho}\right)}\,.$$

Fall C.

Die Lokomotive, der Tender und die ersten b Wagen sind bereits wieder in der Geraden, nur die letzten a Wagen sind noch in der Kurve, auf die Länge $a \times l$. — Aus der Formel für den Fall A ergibt sich

$$Z_{a-1} = \frac{W}{m^{a-1}}\cdot\frac{1 - m^{a-1}}{1 - m}$$

$$Z_a\cos\frac{\alpha}{2} = Z_a f\sin\frac{\alpha}{2} + W + Z_{a-1}$$

$$Z_a\left(\cos\frac{\alpha}{2} - f\sin\frac{\alpha}{2}\right) = Z_a\left(m + \frac{f\,l}{2\varrho}\right) = W + Z_{a-1}$$

$$Z_a = \frac{1}{m + \frac{f\,l}{2\varrho}}\cdot\left[W + \frac{W}{m^{a-1}}\cdot\frac{1 - m^{a-1}}{1 - m}\right]$$

$$Z_a = \frac{W}{m + \frac{f\,l}{2\varrho}}\cdot\left[1 + \frac{1}{m^{a-1}}\cdot\frac{1 - m^{a-1}}{1 - m}\right]$$

$$Z_n = \frac{W}{m + \frac{f\,l}{2\varrho}}\cdot\left[1 + \frac{1}{m^{a-1}}\cdot\frac{1 - m^{a-1}}{1 - m}\right] + b\,[w - (w_1 + w_2)].$$

Tabelle IV.

Widerstand $Z_n = \frac{W(1-m^b)}{m^b(1-m)} + \frac{a[w-(w_1+w_2)]}{m^{b+1}}$,

berechnet für $n = 30 = a + b$, $P = 15$, $V = 35$ km/h, $l = 10{,}0$, $L = 4{,}0$, i = Steigung in ‰.

Kurvenlänge	Anzahl der Wagen in der Kurve	Widerstand Z_n in Kurven vom Halbmesser								
m	b	$\varrho = 200$	250	300	350	400	500	600	800	1000 m
20	2	$3{,}338 + 1{,}030\,i$	$3{,}281 + 1{,}022\,i$	$3{,}260 + 1{,}022\,i$	$3{,}222 + 1{,}015\,i$	$3{,}203 + 1{,}013\,i$	$3{,}181 + 1{,}011\,i$	$3{,}164 + 1{,}009\,i$	$3{,}143 + 1{,}006\,i$	$3{,}137 + 1{,}005\,i$
40	4	$3{,}553 + 1{,}047\,i$	$3{,}454 + 1{,}036\,i$	$3{,}410 + 1{,}036\,i$	$3{,}350 + 1{,}025\,i$	$3{,}308 + 1{,}021\,i$	$3{,}266 + 1{,}018\,i$	$3{,}233 + 1{,}014\,i$	$3{,}195 + 1{,}010\,i$	$3{,}172 + 1{,}008\,i$
80	8	$3{,}953 + 1{,}078\,i$	$3{,}799 + 1{,}062\,i$	$3{,}699 + 1{,}060\,i$	$3{,}583 + 1{,}041\,i$	$3{,}515 + 1{,}035\,i$	$3{,}432 + 1{,}029\,i$	$3{,}368 + 1{,}023\,i$	$3{,}297 + 1{,}017\,i$	$3{,}253 + 1{,}013\,i$
120	12	$4{,}425 + 1{,}106\,i$	$4{,}140 + 1{,}083\,i$	$3{,}989 + 1{,}079\,i$	$3{,}819 + 1{,}056\,i$	$3{,}718 + 1{,}046\,i$	$3{,}595 + 1{,}040\,i$	$3{,}501 + 1{,}031\,i$	$3{,}395 + 1{,}023\,i$	$3{,}331 + 1{,}018\,i$
160	16	$4{,}860 + 1{,}129\,i$	$4{,}479 + 1{,}101\,i$	$4{,}264 + 1{,}094\,i$	$4{,}051 + 1{,}068\,i$	$3{,}916 + 1{,}056\,i$	$3{,}753 + 1{,}047\,i$	$3{,}630 + 1{,}037\,i$	$3{,}493 + 1{,}028\,i$	$3{,}407 + 1{,}021\,i$
200	20	$5{,}291 + 1{,}148\,i$	$4{,}813 + 1{,}115\,i$	$4{,}529 + 1{,}103\,i$	$4{,}278 + 1{,}076\,i$	$4{,}110 + 1{,}063\,i$	$3{,}905 + 1{,}053\,i$	$3{,}756 + 1{,}042\,i$	$3{,}585 + 1{,}031\,i$	$3{,}461 + 1{,}024\,i$
240	24	$5{,}724 + 1{,}159\,i$	$5{,}145 + 1{,}125\,i$	$4{,}785 + 1{,}107\,i$	$4{,}499 + 1{,}082\,i$	$4{,}302 + 1{,}069\,i$	$4{,}055 + 1{,}057\,i$	$3{,}877 + 1{,}045\,i$	$3{,}677 + 1{,}034\,i$	$3{,}554 + 1{,}026\,i$
280	28	$6{,}152 + 1{,}165\,i$	$5{,}367 + 1{,}129\,i$	$5{,}024 + 1{,}104\,i$	$4{,}714 + 1{,}085\,i$	$4{,}486 + 1{,}071\,i$	$4{,}151 + 1{,}059\,i$	$3{,}999 + 1{,}047\,i$	$3{,}766 + 1{,}035\,i$	$3{,}621 + 1{,}027\,i$

Da Z_n im Falle B größere Werte ergibt als im Falle C, wollen wir letzteren nicht weiter betrachten, sondern zum Falle B zurückkehren. Der Wert von Z_n im Falle B war

$$Z_n = \frac{W}{m^b} \cdot \frac{1-m^b}{1-m} + \frac{a[w-(w_1+w_2)]}{m^b\left(m + \frac{f\,l}{2\,\varrho}\right)}.$$

Diese Formel ist wichtig, weil sie den höchsten Gesamtwiderstand eines Zuges in einer Kurve von der Länge $b \times l$ angibt, die gleich ist oder kürzer als der Zug.

Wenn wir berücksichtigen, daß f ein Bruch (meist $= 1/6$), ϱ bei Hauptbahnen $\geqq 300$, $l \approx 10$ m ist, so dürfen wir, ohne den durch die anderen Annahmen qualifizierten Genauigkeitsgrad zu beeinträchtigen, das Glied $\frac{f\,l}{2\,\varrho}$ vernachlässigen, so daß die Gleichung für Z_n schließlich die Form annimmt:

$$Z_n = \frac{W}{m^b} \cdot \frac{1-m^b}{1-m} + \frac{a[w-(w_1+w_2)]}{m^{b+1}}.$$

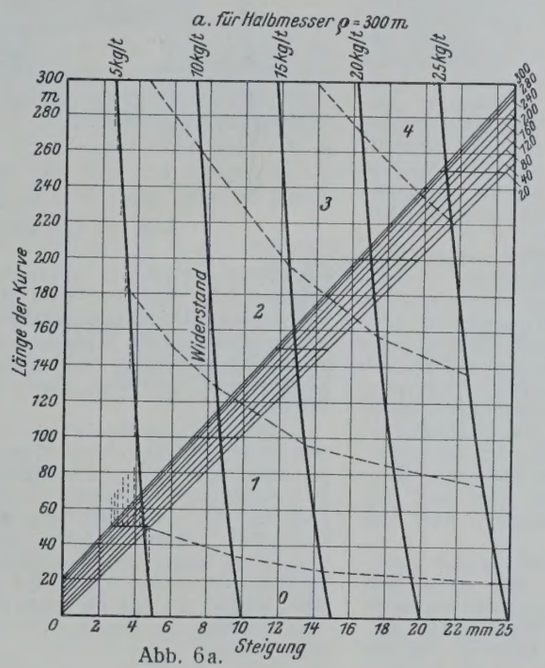


Abb. 6a.

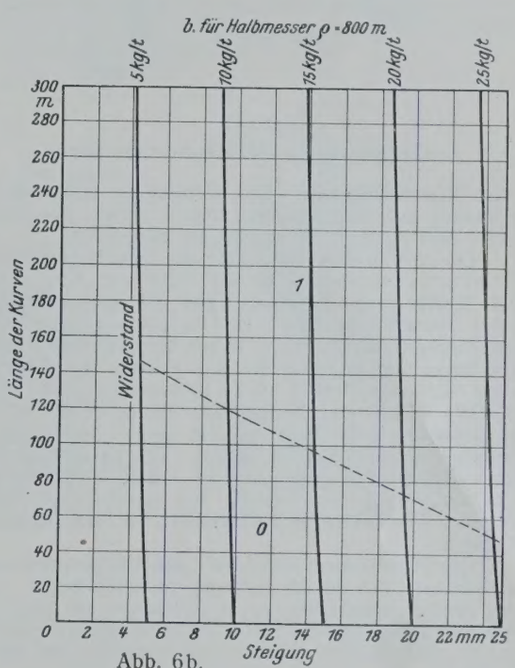


Abb. 6b.

In Tabelle IV sind die Werte des Gesamtwiderstandes in ‰ gegeben für den Zug, der im gebirgigen Gelände wohl als der schwerste vorkommende anzusehen ist:

30 Wagen von je 15 t Bruttolast, $V = 35$ km/h, $l = 10$ m. $L = 4{,}0$; $R_I = 3{,}084$, $R_{II} = i$, und zwar für die Halbmesser von 200, 250, 300, 350, 400, 500, 600, 800 und 1000 m.

Die graphische Auswertung dieser Tabelle liefern uns Abb. 6a u. b, auf denen — unter den angenommenen Bedingungen — für die Halbmesser 300 und 800 durch Kurven die Abhängigkeit dargestellt ist, die zwischen den Längen der Bogen, der Steigung und dem Gesamtwiderstande besteht, soweit letzterer den als etwas Unveränderliches angesehenen Laufwiderstand überschreitet.

Zum Vergleich der vorstehend entwickelten Widerstandswerte mit den bisher gebräuchlichen sind in Abb. 6a u. b die Zonen gleichen Kurvenwiderstandes durch gestrichelte Linien dargestellt worden. Nach der vielfach angewandten Formel $w = \frac{650}{\varrho - 60}$ ergibt sich z. B. für $\varrho = 300$, $w = 2{,}71$ ‰, während die graphische Darstellung uns zeigt, daß der Kurvenwiderstand z. B. bei Steigungen von 15, 20 oder 25 mm, diese Größe 2,71 ‰ erst für Kurvenlängen von 210, 175 bzw. 150 m erreicht.

Alle Rechte vorbehalten.

Das Rheinkraftwerk Kembs.

Durch den Ausbau der Kembser Stufe wird bekanntlich das bedeutendste Schiffahrthindernis zwischen Straßburg und Basel, die Isteiner Schwelle, beseitigt, die durch einen gleichzeitig auch der Wasserkraftausnutzung dienenden Kanal umgangen wird. Die auf diese Weise gewonnene Kraftleistung von 33 000 PS soll die Aufwendungen für die Schiffahrt bezahlt machen. Die Wasserausleitung geschieht etwa 5 km unterhalb Basel (Abb. 1). Der Rhein wird hier durch ein Wehr bei MW um etwa 7 m gehoben, so daß der Stauspiegel bis zur Mündung der Birse hinaufreicht, also auch noch die Stadt Basel in Mitleidenschaft zieht. Der Einfluß auf das dortige städtische Kanalnetz wie auch auf die Grundwasserstandsverhältnisse macht besondere Anpassungsarbeiten notwendig, wofür das Einverständnis der Schweiz eingeholt wurde. Um den Hochwasserabfluß möglichst wenig zu stören, bildet man das Stau-

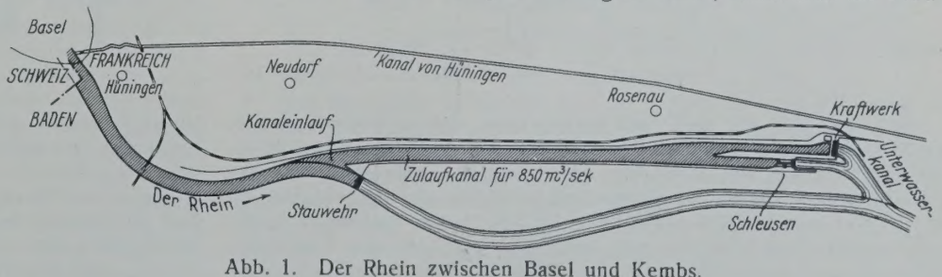


Abb. 1. Der Rhein zwischen Basel und Kembs.

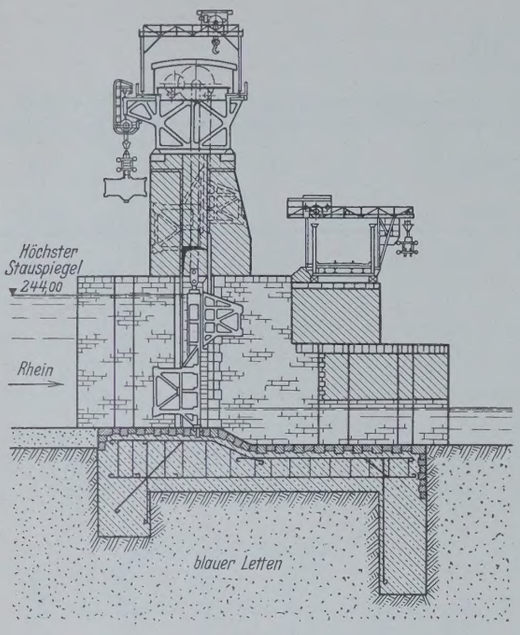


Abb. 2.
Querschnitt durch das Stauwehr im Rhein.

wehr als bewegliches Schützenwehr aus und läßt die Wehrschwelle sohlengleich mit dem Flußbett abschneiden (Abbildung 2). Es kommen Stoney-Doppelschützen zur Anwendung, um die obere Schützentafel bei Treibeisgang und die untere für den Geschiebeabtrieb in Bewegung zu setzen. Die Strombreite wird in fünf Wehröffnungen von je 30 m Breite aufgeteilt. Der Wehrkörper selbst wird mittels Luftdruckgründung auf festgelagerten, blauen Letten, der schon in geringer Tiefe unter dem Flußbett anzutreffen ist, aufgesetzt.

Der in den Alluvialschotter der rheinischen Tiefebene eingegrabene Oberwasserkanal erhält das Profil von Abb. 3 und ist im Interesse der Schiffahrt so bemessen, daß die Geschwindigkeit von 0,70 m/sek nicht überschritten wird. Den Kanalböschungen wird, soweit sie über den Grundwasserspiegel zu liegen kommen, eine Betonverkleidung oder Lettendichtung gegeben, die zum Schutze vor Wellenschlag und Eistrieb auch noch abgepflastert wird. Sickerwasser, das trotz dieser Abdichtung den Weg durch den Dammkörper findet, wird rechts vom Rhein selbst aufgefangen, links durch einen in einiger Entfernung vom Dammfuß angelegten Abflußgraben abgeleitet. Die Kanaldämme werden beiderseits im Verhältnis 1:3 geböscht und erhalten eine Kronenbreite von 15 m. Es handelt sich um Dämme von ansehnlicher Höhe; liegt doch der Wasserspiegel des Oberwasserkanals vor dem Krafthause 9 m über dem Gelände.

Das Krafthaus selbst ist, um die Aushubmassen für den Unterwasserkanal auf ein Mindestmaß zu beschränken, so nahe an das Bett des Rheins gelegt, als es die Rücksicht auf den ungehinderten Hochwasserabfluß gestattet. Sechs Turbinen mit stehender Welle werden eingebaut, auf die die Generatoren aufmontiert werden (Abb. 4). Da die

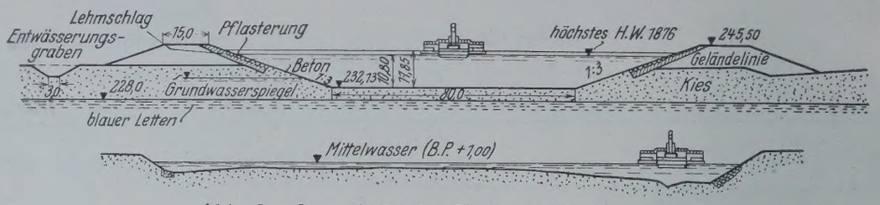


Abb. 3. Querschnitt des Kembser Werkkanals.

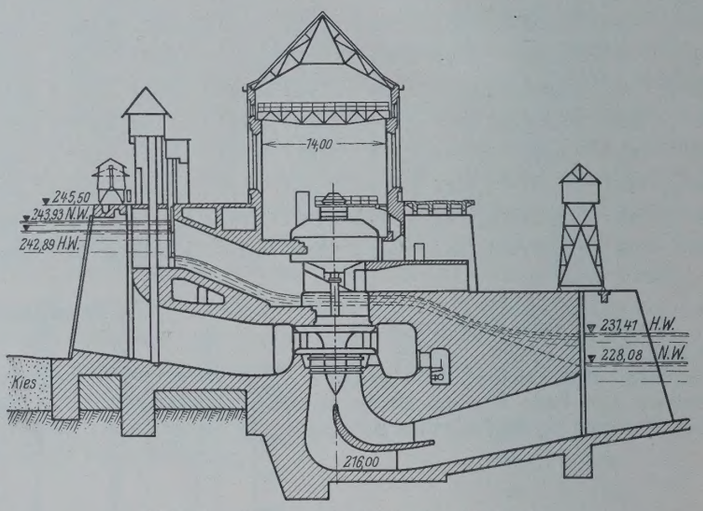


Abb. 4. Querschnitt durch das Krafthaus.

Kraftwerke des „Grand Canal d'Alsace" unabhängig voneinander arbeiten sollen, ist für den Fall, daß eine oder mehrere Turbineneinheiten ausfallen, eine Einrichtung geschaffen worden, um die entsprechende Wassermenge kanalabwärts schicken zu können. Unmittelbar oberhalb eines jeden Turbineneinlaufs ist nämlich ein durch eine Schütze abschließbarer Leerlaufkanal angeordnet, durch den auch Treibeis unschädlich abgeführt werden kann.

Entlang des Dammes zwischen Kraftkanal und Schiffahrtkanal wird eine Schiffschleuse von 185 m Länge und 25 m Breite errichtet. Diese Ausmaße sind für einen Schiffzug, bestehend aus einem Schlepper und zwei Anhängern, berechnet. Das Durchschleusen wird einschließlich der Zeit für Ein- und Ausfahren aus der Schleusenkammer 30 min beanspruchen. Daneben bleibt noch Raum frei für eine zweite Schleuse von 100 m Länge und 25 m Breite für den Fall, daß der zunehmende Verkehr eine solche erforderlich machen sollte. Schleusen wie Turbinenhaus werden bis auf die wasserundurchlässige Lettenschicht gegründet. Eine Dichtung des Kanals unterhalb der Schleusentreppen wird nicht für nötig erachtet.

Pickl.

Schleuse ohne Wasserverbrauch mit schwimmenden luftbetriebenen Aufnahmebecken.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. **H. Proetel**, Aachen.

Vorschläge für eine Schleuse der vorbenannten Art sind vom Verfasser bereits im Jahre 1924 einigen Interessenten unterbreitet worden. Obwohl eine zusammenfassende Veröffentlichung bisher unterblieben ist, wurde die Bauart schon mehrfach in der Literatur erörtert, so in dem Werke „Der Verkehrswasserbau" von Prof. O. Franzius, in einigen Besprechungen dieses Werkes und neuerdings in der Arbeit von Prof. Rothmund über Schleusen ohne Wasserverbrauch, vgl. „Die Bautechnik" 1929, Hefte 20, 23 u. 27. Eine richtige Darstellung über die oben bezeichnete Schleuse dürfte daher von Interesse sein, um so mehr, als jetzt die technische und wirtschaftliche Durchbildung der Banart ausgereift ist.

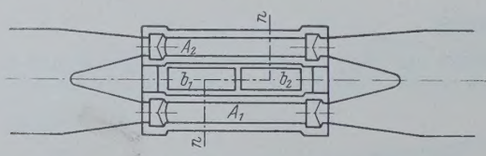


Abb. 1. Grundriß einer Doppelschleuse.

Der Grundgedanke der Bauart besteht darin, daß nach Abb. 1, 2 u. 3 das Wasser aus zwei festen Kammern A_1 und A_2 mit gleicher Grundfläche und gleicher Höhe, von denen eine oder beide als Schleusenkammer ausgebildet werden können, in schwimmende Behälter (Aufnahmebecken) b_1 und b_2 und zurück geleitet wird; die Behälter haben mehrere übereinanderliegende Kammern, und zwar mindestens zwei. In Abb. 2 sind Behälter mit zwei Kammern O und S, in Abb. 3 mit drei Kammern O, S und D dargestellt. Die Kammern O sind gelüftet und stehen mit den beiden festen Kammern A_1 und A_2 in kommunizierender Verbindung; mittels der Schütze c_1 und c_2 wird die Verbindung jeweils nur nach einer der

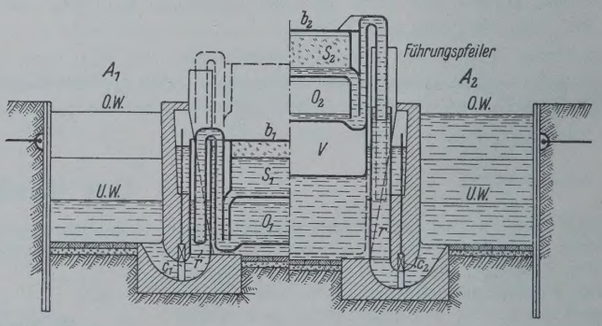


Abb. 2. Querschnitt n—n einer Doppelschleuse.

festen Kammern offengehalten, nach der anderen abgeschlossen. Bei Bewegung des Aufnahmebeckens bleiben die offenen Kammern O mit der angeschlossenen Schleusenkammer ausgespiegelt, die anderen Kammern werden durch Verwendung von verdünnter oder verdichteter Luft gleichgängig mit der offenen Kammer gefüllt und entleert. Es ist einleuchtend, daß ein zunächst gewichtslos und mit unendlich dünnen Wänden gedachter Behälter von unveränderlichem waagerechten Quer-

schnitt dann stets im Gleichgewicht sein muß, wenn er in höchster Stellung ganz ausgetaucht und geleert, in tiefster Stellung ganz eingetaucht und gefüllt ist, und wenn die Füllung und Entleerung entsprechend der Bewegung aus der höchsten in die tiefste Stellung und umgekehrt gleichgängig stattfindet. Der Wasserstand in der Schwimmgrube, in der der Behälter ein- und austaucht, muß unverändert bleiben.

Diese Bedingungen lassen sich am besten dadurch erfüllen, daß zwei zylindrische oder prismatische Aufnahmebecken b_1 und b_2 von gleichem waagerechten Querschnitt abwechselnd für zwei Schleusenkammern A_1 und A_2 verwendet werden, von denen das eine in demselben Maße eintaucht wie das andere austaucht. Dann bleibt der Wasserspiegel in der Schwimmgrube unverändert; ferner werden die Kammern des einen Beckens in demselben Maße gefüllt, wie die Kammern des anderen Beckens geleert werden. Damit der Rauminhalt der Becken möglichst klein wird und damit beide, wenn auch nacheinander, auf dieselbe Schleusenkammer wirken können, wird der Inhalt der Schleusenkammer in eine obere und eine untere Hälfte geteilt; jeder Hälfte wird ein Aufnahmebecken zugewiesen. Daraus folgt, daß die Zonen, in denen sich die beiden Becken bewegen, um die halbe Höhe des Schleusengefälles gegeneinander versetzt sein müssen. Das läßt sich dadurch leicht erreichen, daß unter dem für den oberen Teil der Schleusenkammer bestimmten Becken b_2 ein Verdränger V angebracht wird.

Das Eigengewicht der Becken wird, ohne besondere Schwimmkammern unter den Böden, dadurch ausgeglichen, daß der Wasserspiegel der Schwimmgrube um ein passendes Maß gehoben wird. Dadurch wird eine entsprechende Erhöhung der Kammer S_1 des niedrigen Beckens b_1 erforderlich, jedoch ohne neue Decke. Durch zweckmäßige Wahl des Verhältnisses zwischen Beckenhöhe und Beckenquerschnitt läßt sich erreichen, daß die Becken, unabhängig vom Ein- und Austauchen der Wandstärken und Verbindungsleitungen, in jeder Lage genau im Gleichgewicht sind.

Die Vorgänge beim Füllen der Schleusenkammer A_1 und Entleeren der Schleusenkammer A_2 sind wie folgt (Abb. 2). Zuerst ist durch entsprechende Stellung der Schütze c_1 und c_2 Becken b_1 mit A_1 und b_2 mit A_2 verbunden. Wird jetzt b_1 gehoben und b_2 gesenkt, so wird Schleusenkammer A_1 zur Hälfte gefüllt und A_2 zur Hälfte entleert. Jetzt wird b_2 mit A_1 und b_1 mit A_2 verbunden, dann wird b_1 wieder gesenkt und b_2 wieder gehoben; dadurch wird Schleusenkammer A_1 ganz gefüllt und A_2 ganz entleert.

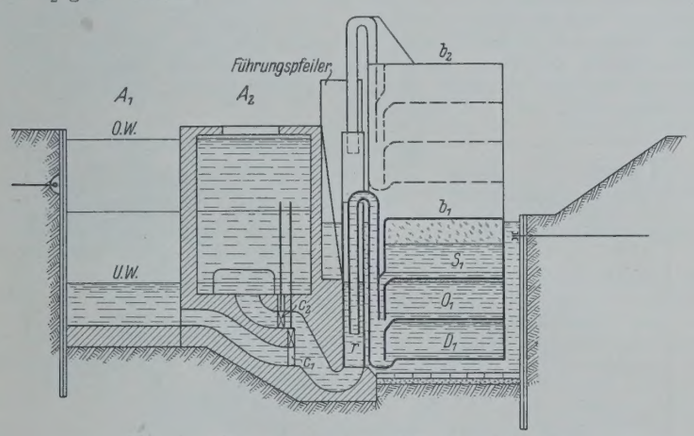


Abb. 3. Querschnitt einer einfachen Schleuse.

Die Anordnung kann am einfachsten für eine Doppelschleuse nach Abb. 2, aber auch für eine einfache Schleuse nach Abb. 3 ausgebildet werden. In Abb. 2 sind die beiden Aufnahmebecken nur in halber Breite nebeneinander dargestellt, indem der Querschnitt nach der gebrochenen Linie n—n in Abb. 1 verläuft; in Abb. 3 ist ein ebener Querschnitt durch die ganze Schleusenanlage dargestellt, daher erscheint das Becken b_1 in ganzer Breite geschnitten, während b_2 dahinter liegt.

Es ist klar, daß der Gesamtluftraum zweier zusammengehöriger Beckenkammern (S_1 und S_2 sowie D_1 und D_2), wenn sich diese gleichmäßig aber entgegengesetzt füllen und entleeren, unverändert bleibt. Man braucht also, um das gleichmäßige Füllen und Entleeren der Kammern S_1 und S_2 mit den offenen Kammern O_1 und O_2 zu sichern, nur die Kammern S_1 und S_2 durch ein von den Decken ausgehendes Rohr zu verbinden und den Luftdruck in den Kammern S_1 und S_2 so zu vermindern, daß in diesen Kammern das Wasser um eine Kammerhöhe angesaugt wird. In gleicher Weise kann man die Kammern D_1 und D_2 mittels verdichteter Luft füllen und entleeren.

Für die praktische Ausführung ist eine einwandfreie Verbindung der beweglichen Behälter b_1, b_2 mit den Schleusenkammern A_1, A_2 zum Überführen des Wassers und der Lufträume der Kammern S_1 und S_2 bzw. D_1 und D_2 zum Überführen der Luft von größter Bedeutung. Die Leitungen müssen völlig dicht sein; diejenigen für Wasser müssen einen großen Querschnitt haben, weil man nur Wassergeschwindigkeiten bis zu 1,2 m/sek zulassen darf, wenn die Überlaufdruckhöhe und damit der Bewegungswiderstand der Becken gering bleiben sollen. Um diese Forderungen zu erfüllen, sollen alle Verbindungsleitungen ohne Verwendung schleifender oder sich drehender Dichtungen hergestellt werden. Bei der Wasserüberführung werden frei eintauchende Heber, bei der Luftüberführung frei mit Spielraum ineinander bewegliche Rohre verwendet. Bei der Wasserüberleitung bedarf es so lange keiner weiteren Dichtung, als nach Abb. 2 und 3 die zur Schleusenkammer führenden Rohre r, in die die Heber eintauchen, bis über den höchsten Wasserspiegel reichen können. Dies ist aber durch die Saughöhe der Heber, etwa 7,5 m, begrenzt. Die Anordnung ist noch ausführbar mit zweikammerigen Aufnahmebecken b_1 und b_2 für Schleusengefälle bis zu 8 m, mit dreikammerigen Aufnahmebecken für Gefälle bis zu 12 m. Aber auch für unbegrenzte Gefälle kann die Heberüberleitung benutzt werden, wenn man nach Abb. 4 den eintauchenden Heberschenkel mit einer Haube k umgibt, die über das Rohr r gestülpt wird, und durch Einblasen von Preßluft den Wasserstand zu beiden Seiten des Rohres r so weit senkt, daß das Wasser aus der Schwimmgrube in die Schleusenkammer oder umgekehrt nicht überlaufen kann. Bei tiefster Stellung des Aufnahmebeckens wird, wie aus Abb. 4 ersichtlich ist, der Wasserstand unter der Haube um das Maß h, bei höchster Stellung um das Maß h' gesenkt. Die Preßluft wird natürlich nicht verbraucht.

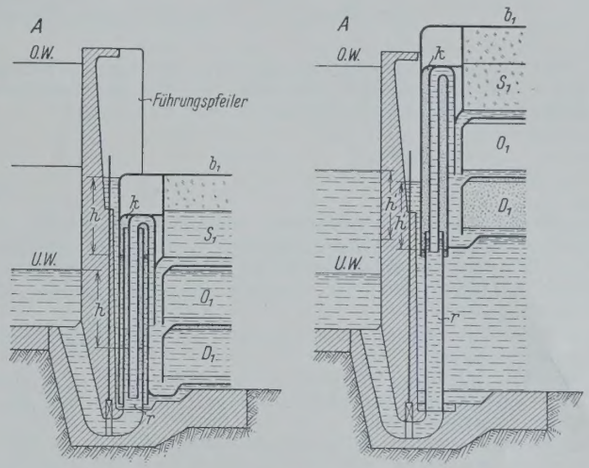
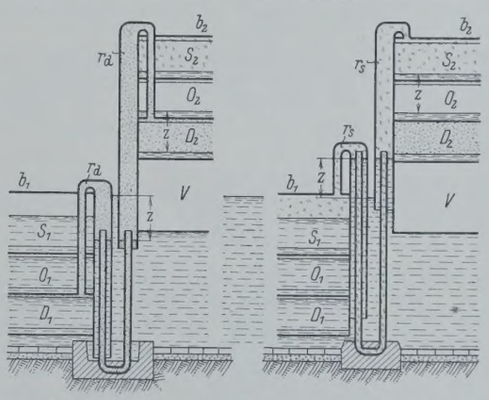


Abb. 4. Wasserüberleitung bei großem Gefälle.

Die Überleitung der verdünnten und verdichteten Luft geschieht nach Abb. 5. Zur Abdichtung der ineinander beweglichen Rohre wird am einfachsten das Wasser der Schwimmgrube benutzt. Es ist nur erforderlich, daß die aus den Beckenkammern S_2 bzw. D_2 kommenden Rohre r_s und r_d tief genug unter Wasser reichen. Beim Überleiten der verdünnten Luft steigt das Wasser in dem äußeren, von der Kammer S_2 kommenden Rohr r_s um das Maß z, das einer Kammerhöhe in den Aufnahmebecken entspricht, beim Überleiten der verdichteten Luft wird es um das gleiche Maß z gesenkt.



b) Anordnung für verdichtete Luft. a) Anordnung für verdünnte Luft.

Abb. 5. Luftüberleitung.

Es wird somit ein völlig dichter Wasserverschluß für die Luftüberleitung gebildet.

Die Bewegung der Becken wird am einfachsten durch Belastung und Entlastung mit Wasserballast herbeigeführt. Zu diesem Zweck wird mit Hilfe von Preßluft eine Wassermenge in kürzester Zeit von einem kleinen Tank eines Beckens zu einem entsprechenden Tank des anderen Beckens gedrückt. (Die Tanks sind in den Abbildungen nicht dargestellt.) Die Bewegung wird durch eine sehr einfache Druckwasserbremse genau begrenzt. Schwankungen des Oberwassers oder Unterwassers können durch verschiedene Füllung der Aufnahmebecken vollkommen ausgeglichen

werden, wenn gleichzeitig die Höhenlage der beiden Becken gegeneinander verändert wird. Dies geschieht einfach durch Ein- und Auslassen von Wasser in den und aus dem Verdrängerraum *V*.

Die technische Ausführung der Schleuse mit schwimmenden luftbetriebenen Aufnahmebecken erfordert also keine außergewöhnlichen Maßnahmen. Wie sich ihre Wirtschaftlichkeit etwa gestaltet, sei in aller Kürze nachgewiesen an dem Beispiel einer Doppelschleuse von 9 m Gefälle mit den Abmessungen der Schleppzugschleusen des Mittellandkanals, nämlich 225 m nutzbarer Kammerlänge und 12 m nutzbarer Kammerbreite. Wird die Schleuse als gewöhnliche Schleuse mit offenen Sparbecken ausgeführt, so können mit drei Sparbecken mit 1,6fachem Kammergrundriß $\frac{3 \cdot 1{,}6}{(3+1)\cdot 1{,}6+1} = 0{,}65$ Kammerteile erspart werden, also verbleibt ein Wasserverbrauch von 35 % der Kammerfüllung. Bei jährlich 8000 Schleusungen und 2750 m² Kammergrundriß verbraucht die Schleuse $0{,}35 \cdot 8000 \cdot 2750 \cdot 9 =$ rd. 70 000 000 m³. Wenn diese wieder aufgepumpt werden müssen, so ist dazu aufzuwenden eine Arbeit von $70\,000\,000 \cdot 9 = 630\,000\,000$ tm oder $\frac{630\,000\,000 \cdot 1000}{0{,}75 \cdot 75 \cdot 60 \cdot 60} \cdot 0{,}73 = 2\,270\,000$ kWh.

Rechnet man mit einem Strompreise von nur 3 Pf. für 1 kWh, so betragen die Stromkosten $2\,270\,000 \cdot 0{,}03$ . . . . . 68 100 R.-M.
Dazu Betrieb, Unterhaltung und Erneuerung des Pumpwerks[1]) 19 200 „
Verzinsung und Tilgung des Pumpwerks[1]) . . . . . 17 100 „
Also Kosten der Wasserbeschaffung 104 400 R.-M.

[1]) Aus einer Zusammenstellung in der noch nicht veröffentlichten Dissertation „Die Bestrebungen zur Steigerung der Wasserersparnis bei Schiffahrtschleusen mit hohem Gefälle“ von H. Frobenius.

Bei Anwendung einer gleichen Doppelschleuse ohne Wasserverbrauch nach Abb. 1 u. 2 betragen die Aufwendungen für die Herstellung der beiden Aufnahmebecken mit zusammen 3200 t Eisengewicht (einschließlich der Heber und Rohre und der ganzen Ausrüstung) . . 1 600 000 R.-M.
Dazu die Schwimmgrube mit 70 000 m³ Bodenaushub .
(Seiteneinfassung durch die Schleusenkammern) . . . 210 000 „
1 810 000 R.-M.

Dagegen entsteht eine Verbilligung der Schleuse durch Fortfall aller Sparbecken, Vereinfachung der Füllverschlüsse und Ersatz zweier Seitenmauern durch Spundwände von wenigstens 900 000 R.-M. Also Mehrkosten der Schleuse ohne Wasserverbrauch 1 810 000 — 900 000 = 910 000 R.-M. Rechnet man Unterhaltung, Verzinsung, Tilgung, sowie etwaige Mehrkosten des Betriebes mit 9 %, so betragen die jährlichen Kosten der Doppelschleuse ohne Wasserverbrauch 81 900 R.-M.; somit dürfte sie wohl wettbewerbfähig sein. — Das vorstehend behandelte Beispiel stimmt mit den Verhältnissen bei der neuen Schleuse des Mittellandkanals bei Allerbüttel überein, sofern man die Versickerungs- und Verdunstungsverluste der Haltung Allerbüttel—Hohenwarthe nicht, wie beabsichtigt, durch Aufpumpen aus der Weser, sondern aus der Elbe ersetzen würde. Da es sich nur um kaum 1 m³/sek handelt, wird die Elbe, besonders nach Fertigstellung einer Saaletalsperre, diese geringe Menge ohne Nachteil abgeben können.

Hiernach erscheint die Verwendung schwimmender Aufnahmebecken für manche Fälle wirtschaftlich weit vorteilhafter als die übliche Anordnung mit offenen Sparbecken und einem im Betriebe kostspieligen Pumpwerk. Bei mittleren Schleusengefällen bis wenigstens 12 m treten noch keine Ausführungsschwierigkeiten ein. Man sollte daher bei neuen Entwürfen die Bauart mit schwimmenden Aufnahmebecken wenigstens mit anderen Bauarten in Wettbewerb stellen.

Vermischtes.

Richtlinien für die Ausführung ebener Steindecken. Als Ergänzung der Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton vom 9. 9. 1925 hat die Stadt Berlin für ihren Bereich noch folgende genauere Vorschriften (vom 7. 11. 1929) zu § 8 (Eiseneinlagen) und § 17 (Schubspannungen) erlassen:

1. In belasteten Decken sollen Fugen ohne Eiseneinlagen nicht ausgeführt werden.
2. In jeder Fuge muß — wenn nicht rechnerisch mehr erforderlich ist — als geringste Eisenbewehrung ein Rundeisen von 6 mm Durchmesser vorhanden sein.
3. Es sind die genormten Eisendurchmesser 6, 7, 8, 10, 12, 14 mm usw. zu verwenden, mit der Ausnahme, daß vorläufig auch noch 9 mm starke Rundeisen zugelassen werden.
4. Bei Anwendung verschiedener Eisenquerschnitte in einem Deckenfelde dürfen auf je 1 m Breite nur Rundeisen von zwei unmittelbar aufeinanderfolgenden Durchmessern verlegt werden.
5. Die rechnerische Verteilung des Querschnittes darf höchstens auf eine Breite von 1 m erfolgen.
6. Für die Berechnung der Schubspannungen in Decken Kleinescher Art ist als Scherbreite von 1 m Deckenplatte
   a) bei Flachkantziegeln (10, 12, 13 bis 15 cm Deckenhöhe) $b_0 = 42$ cm,
   b) bei Hochkantziegeln (15, 18 bis 20 cm Deckenhöhe) $b_0 = 47{,}2$ cm anzusetzen. Hierbei wird eine geringste Stegstärke der Steine von 1,7 cm und eine Fugenbreite von 2 cm (flach) bzw. 2,5 cm (hochkant) vorausgesetzt.

Ergebnisse der Mischmaschinenversuche des Deutschen Beton-Vereins. Aus den Berichten von Prof. Dr. Garbotz und Prof. Graf über die Versuchsergebnisse[1]) lassen sich für den praktischen Baubetrieb folgende Schlüsse ziehen:

1. Die Trockenvormischung von Bindemittel und Zuschlagstoffen kann fortfallen. Ausnahme: Wenn verschiedene staubfeine Stoffe (Traß, Kalk, Thurament usw.) dem Zement zugesetzt werden, so ist deren gesonderte innige Trockenvormischung mit dem Zement erforderlich.
2. Für neuere Maschinen genügt eine Mischzeit von 1 min für Stampf- und Eisenbeton und von 1½ min für fetten Straßenbeton. Die Mischzeit wird gerechnet vom Ende des Einlaufs sämtlicher Mischstoffe in die Trommel an.
   Durch Anordnung von Sanduhren, Umlaufmessern oder ähnlichen Vorrichtungen muß der Maschinenführer dazu gebracht werden, die Mindestmischzeiten einzuhalten.
3. Die Zuverlässigkeit der vorhandenen Wasserabmeßvorrichtungen ist nachzuprüfen. Neue Maschinen sollten nicht ohne einwandfreie Wassermesser gekauft werden. Dabei ist eine Genauigkeit von ± 3 % zu fordern.

Wenn auch die zur Zeit geltenden Eisenbetonbestimmungen einer solchen Auswertung zum Teil noch entgegenstehen, so besteht doch kein sachlicher Grund, die neuen Erkenntnisse nicht anzuwenden. Es wird, u. U. unter Vermittlung des Deutschen Beton-Vereins, wohl immer möglich sein, hierzu das Einverständnis der Bauaufsichtsbehörden zu erlangen. Außerdem werden die Ergebnisse der Versuche in den neuen Eisenbetonbestimmungen berücksichtigt werden.

[1]) Vgl. Bericht über die 32. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins.

Der neue Hafen von Venedig. Der westlich von Venedig gelegene alte Hafen genügt schon seit Jahren nicht mehr dem Bedürfnis, die örtlichen Verhältnisse verbieten aber seine Erweiterung, und man hat sich daher zu einer Neuanlage an anderer Stelle entschlossen. Um die Wende des Jahrhunderts stand Venedig mit einem Umschlag von fast 2 Mill. t hinter Genua an zweiter Stelle unter den italienischen Häfen; bis 1924 war es, von Triest überholt, an die dritte Stelle gerückt, obgleich sich der Verkehr auf 2,3 Mill. t vermehrt hatte.

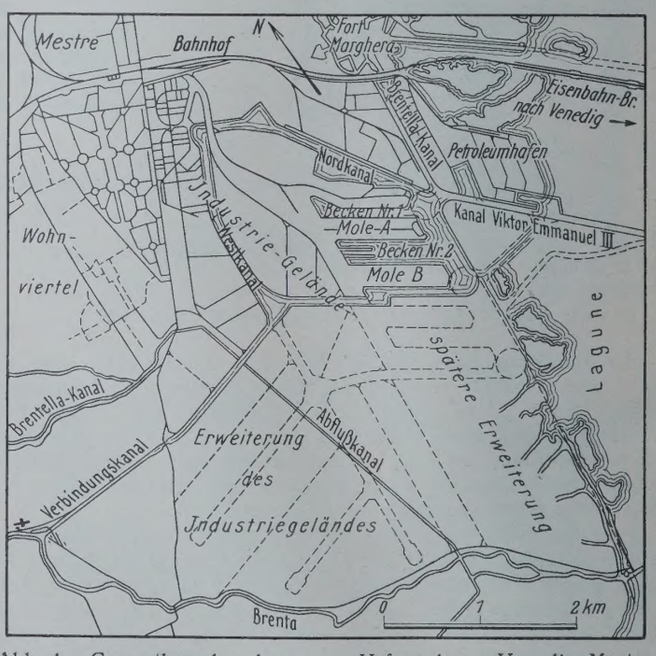


Abb. 1. Gesamtlageplan der neuen Hafenanlagen Venedig-Mestre.

Der neue Hafen kommt an das Festland in die Nähe des Forts Marghera bei Mestre zu liegen. Die Bauarbeiten sind schon seit einigen Jahren im Gange. Es handelt sich dabei um die Schaffung von Hafenbecken mit 200 ha Fläche; die sonstigen Hafenanlagen und die Kais bedecken 150 ha. Im Zusammenhang damit steht der Bau eines Großschiffahrtkanals durch die Lagune und einer Fabrik- und Arbeiterstadt. Die Pläne für diese Anlagen (Abb. 1) rühren von Prof. Coen Cagli von der Technischen Hochschule Rom her.

Beim Entwurf der neuen Hafenanlagen wurde Wert darauf gelegt, die Lagunen unberührt zu lassen, weil man fürchtete, es könne sonst der Verlauf von Ebbe und Flut, der für die Kanäle von Venedig von Bedeutung ist, zerstört werden. Einbauten in die Lagunen sind daher vermieden worden, die Hafenbecken sind vielmehr in das Land eingeschnitten. Zwischen und neben einer Reihe von 1000 m langen und 200 m breiten Molen, von denen zunächst nur zwei ausgeführt werden, liegen die Hafenbecken, von denen eins zur Herstellung der Verbindung zwischen See- und Binnenschiffahrt dient. Aus seinem landseitigen Ende zweigt ein Kanal ab, der anderseits an die Brenta anschließt. Die neuen Hafenbecken münden in einen Vorhafen aus, der durch den schon erwähnten, durch die Lagune führenden Großschiffahrtweg mit dem alten Hafen von Venedig in Verbindung steht. Dieser Kanal ist 4,1 km lang; er hat eine Sohlenbreite von 40 m und eine Wassertiefe von 10 m bei mittlerem Wasserstande, 1 m mehr als die Hafenbecken, was genügt, um die größten, in Frage kommenden Schiffe aufzunehmen. An ihrer Wurzel sind die Molen durch eine Kaimauer verbunden, auf und hinter der die Eisenbahngleise zur Bildung der nach dem benachbarten Bahnhof Mestre abfahrenden Züge liegen.

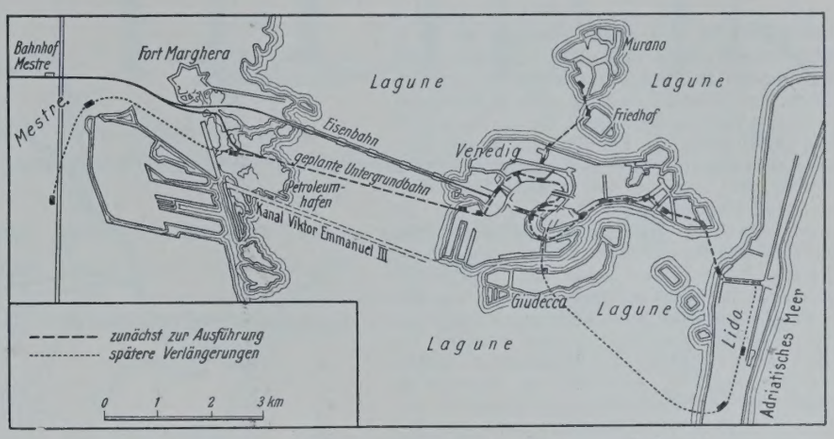


Abb. 2. Lageplan mit der geplanten Untergrundbahn.

Der neue Hafen Venedig wird durch einen 3,5 km langen Kanal, der 300-t-Kähne aufnehmen kann, und durch das mit der Brenta zusammenhängende Wasserstraßennetz mit dem Flußhafen von Padua in Verbindung gebracht.

Im Norden, Westen und Süden ist der neue Hafen von Industriegelände umgeben, das in seinen einzelnen Teilen zu Wasser zugänglich ist. Im Nordgelände liegt ein kleiner Petroleumhafen, wo Tankdampfer mit Petroleum u. dgl. löschen können. Die Straßen dieses Geländes haben eine Länge von 50 km, außerdem dienen dem Verkehr Eisenbahngleise von 70 km Länge. Ein anschließendes Wohnviertel, das als Gartenstadt ausgestaltet werden soll, bedeckt eine Fläche von 200 ha; hier kann eine Bevölkerung von etwa 30 000 Köpfen Platz finden.

Zum Bau des Hafens ist eine Aktiengesellschaft gegründet worden, der auch der Betrieb übertragen worden ist. Zu ihrer Aufgabe gehört die Anlage des Hafens selbst und der Gleisanlagen, während die Stadt Venedig das Straßennetz der Wohnstadt baut. Zunächst werden die Hafenbecken und die Kanäle ausgehoben. Die dabei gewonnenen Massen dienen zum Auffüllen von Teilen der Lagune, die von Ebbe und Flut nicht berührt werden. Bis jetzt sind etwa 10 Mill. m^3 solcher Massen gewonnen worden, mit denen 850 ha hochliegendes Gelände geschaffen worden sind. Zum Gewinnen dieser Massen dienen Schwimmbagger, mit denen eine Tagesleistung von 10 000 m^3 erreicht werden kann. Die Molen werden aus Hohlblöcken gebildet, die nach dem Versenken im unteren Teil mit Beton, im oberen mit Sand ausgefüllt werden. Die ersten 1000 m Mole sind bereits benutzbar. Die nutzbare Liegelänge für die Schiffe, 2200 m, genügt für einen Umschlag von 2 Mill. t jährlich. Erreicht wird diese Leistung durch Ausstattung der Anlagen mit neuzeitlichen Hebezeugen, Fördergeräten u. dgl.

Ein wichtiges Bauwerk im Zusammenhang mit dem Hafen ist die große Straßenbrücke, die in 1500 m Länge die Gleisanlagen überschreitet und sich beiderseits verzweigend einen schienenfreien Zugang zu den Hafenanlagen und zu den Industrievierteln bildet, anderseits mit der großen Straße nach Padua in Verbindung steht.

Bei der eigenartigen Lage von Venedig, die eine Erweiterung der Stadt selbst verbietet und dazu zwingt, neue Stadtteile auf dem Festlande anzulegen, spielt die Frage einer schnellen Verbindung zwischen den verschiedenen Teilen der Stadt für den Personenverkehr eine wichtige Rolle. Jetzt braucht man für den 9 km langen Weg von der Rialto-Brücke bis zur Mitte von Mestre unter Benutzung von Eisenbahn, Wagen und Boot etwa eine Stunde. Diese Zeit soll durch den Bau einer Untergrundbahn auf 20 min abgekürzt werden. Sie soll in Marghera beginnen, wo die Straßenbahnen von Padua und Treviso endigen, die neuen Stadtanlagen auf dem Festland durchschneiden und neben der jetzigen Eisenbahnbrücke die Lagune untertunneln. Sie verbindet so den alten mit dem neuen Hafen. Ihre Verlängerung führt bis auf den Lido (Abb. 2).

Um die Entwicklung des neu geschaffenen Industriegeländes zu fördern, hat man die Preise für den Grund und Boden niedrig gehalten. Bis 1927 konnte man dort noch Land für 1,45 bis 2,75 Lire/m^2 erwerben. Bis Juni 1928 hatten sich dort schon 45 gewerbliche Unternehmen niedergelassen, deren Anlagen eine Fläche von 265 ha einnehmen. 8 km lange Kanäle mit 1000 m Kailänge und 15 km lange Eisenbahngleise dienen dem Verkehr in diesem Viertel.

Der Staat hat bis jetzt 140 Mill. Lire für den neuen Hafen Venedig ausgegeben, die Stadt Venedig 40 Mill. Lire, und 20 Mill. Lire stehen noch zur Verfügung. Die bereits vorhandenen gewerblichen Anlagen haben einen Wert von 340 Mill. Lire, und weitere solche Anlagen sollen demnächst mit einem Aufwande von 75 Mill. Lire geschaffen werden. Dazu kommen noch 35 Mill. Lire für die Wohnstadt, so daß im ganzen 510 Mill. Lire angelegt sind oder es demnächst werden. Wkk.

Die Benguela-Eisenbahn.[1]) Die rasche Entwicklung des Eisenbahnnetzes in Südafrika ist auf die reichen Erz- und Edelsteinvorkommen, die für die Linienführung von ausschlaggebendem Einfluß waren, zurückzuführen. Von Kapstadt ausgehend, wurden in den letzten 50 Jahren nach und nach die Minengebiete von Kimberley, am Witwatersrand und in Südrhodesien dem Verkehr erschlossen und dann mit näher gelegenen Häfen wie East London, Durban, Lourenço Marquez und Beira durch Bahnlinien in unmittelbare Verbindung gebracht. Die Industrialisierung und die Ausbreitung der Farmwirtschaft hatten eine Verdichtung des Netzes zur Folge. Der Zusammenschluß mit den südwestafrikanischen Linien und den Bahnen von Mozambique ist vollzogen. Die Entdeckung der Kupfervorkommen im Katangagebiet (Belgisch-Kongo) anfangs dieses Jahrhunderts führte zum weiteren Ausbau der Hauptlinie von Kapstadt bis nach Bukama am Lualaba, dem Quellflusse des Kongo. Auf diese Weise erhielt das Katangagebiet eine etwa 3000 km lange Bahnverbindung mit Beira bzw. mit dem 4000 km weit entfernten Kapstadt. Der durch den Weltkrieg günstig beeinflußten weiteren Entwicklung dieses Industriegebietes erwiesen sich jedoch der lange Bahnweg über Rhodesien nach Beira an der Ostküste und der weite Seeweg von 7500 Sm zu den Weltmärkten Europas hinderlich. Es lag nahe, eine unmittelbare Verbindung mit der Westküste zu schaffen, da der Kongo als durchgehende Wasserstraße infolge seiner Kataraktstrecken nicht in Betracht kam. Ein Blick auf die Karte zeigt, daß als kürzeste Linie eine die südäquatoriale Schwelle — auch Lundaschwelle genannt — durchquerende Strecke in Frage kommt. Da die Benguelabahn bereits 1912 bis Chinguar etwa 500 km von der Küste reichte, schien es zweckmäßig, durch Ausbau dieser Linie, die in der Lobitobai einen der besten Häfen der Ostküste besitzt, die Verbindung herzustellen. Die während des Weltkrieges eingestellten Arbeiten wurden etwa 1924 wieder aufgenommen und derart gefördert, daß Ende 1928 die Grenze bei Kilo erreicht wurde. Die weitere Anschlußstrecke von 540 km Länge im Gebiet des Kongostaates nach Tschilongo soll bis Ende 1930 fertiggestellt werden, wodurch Kambore eine etwa nur 2000 km lange Eisenbahnverbindung mit einem Hafen der Westküste erhält, der 2500 Sm näher zu den europäischen Häfen als Beira liegt. Damit wird der Zusammenschluß des großen südafrikanischen Bahnnetzes mit den zentralafrikanischen Linien in Angola und im Kongostaat erreicht und auch die erste westöstliche transkontinentale Verbindung von Benguela nach Beira geschaffen. Da von Bukama nach Kabalo eine Schiffsverbindung am Lualaba, von dort eine Eisenbahn nach Albertville am Tanganjikasee besteht, der regelmäßigen Dampferverkehr besitzt, ist auch eine zweite Querlinie damit geschaffen, die über das ehemalige Deutsch-Ostafrika nach Dar-es-Salam führt.

Auch die dritte seinerzeit geplante Linie zum unteren Kongo ist inzwischen von Bukama bis Jiebo am unteren schiffbaren Kassai ausgebaut und im Jahre 1928 dem Verkehr übergeben worden, wodurch das im Herzen von Zentralafrika gelegene Industriegebiet zu einem wichtigen Verkehrszentrum wurde, von dem nach vier Richtungen Eisenbahnen ausstrahlen. Die Vorbedingungen für die weitere Entwicklung des Katangagebiets sind somit äußerst günstige geworden. Sein Reichtum an Kupfer, Kobalt, Zinn, Radium, Gold und Kohle macht es zu einem Bergbauland ersten Ranges, aber auch die anschließenden Gebiete sind aufblühende Bergbaugebiete. Die Ansammlung großer Arbeiterscharen wird auch die Kolonisation dieser Gebiete zur Folge haben. Als Siedlungsgebiete sind namentlich der Planalto Südangolas, das Batoka- und Mutschingahochland Nordrhodesiens und das Marunguhochland Katangas klimatisch geeignet, wo eine europäische Farmenwirtschaft günstige Erwerbsmöglichkeiten durch das benachbarte reiche Industriegebiet von Kambove findet. Das rasche Aufblühen Nordrhodesiens hat auch zur Folge, daß man eine unmittelbare Verbindung von Katanga nach Beira, das nur auf dem großen Umwege über Livingstone—Bulawayo—Salisbury erreicht wird, plant, nämlich eine Querverbindung, die von Salisbury über Sinoia nach Kafue an der Hauptlinie geführt werden soll, wobei der Sambesi in der Karibaschlucht überbrückt werden soll.

Die 1347 km lange Benguelabahn führt von der Lobitobucht ausgehend über Benguela auf das Hochland von Bihe und die östlichen Teile des Planalto von Angola. Dieses 1000 bis 2000 m hohe Hochland bildet die Wasserscheide zwischen Kongo-Kassai-System und dem Einzugsgebiet des Sambesi, dem Kongobecken und dem Kalaharibecken. Die in Kapspur (1,067 m) erbaute Bahn ist also eine Gebirgsbahn, die ziemliche Geländeschwierigkeiten überwindet, namentlich im Gebiete des Steilabfalles der Hochfläche. Obwohl sie im Wasserscheidegebiet keine großen Ströme

[1]) Aus A brief history of the Benguela Railway. Compiled und published by the Publicity Agent of the Benguela Railway Company London.

quert, sind doch etliche größere Brücken, darunter eine mit vier Öffnungen zu 40 m über den Kuanza und viele Viadukte nötig geworden. Bei km 385 erreicht sie bei Calenga den Scheitelpunkt in 1854 m Seehöhe; von dort fällt sie allmählich bis auf Kote 1272 am Kuanzafluß in km 725 ab, steigt dann abermals bis auf 1495 m Seehöhe in Simoje bei km 862, von wo sie in stetigem Gefälle an die Grenze bei Kilo führt, das auf Kote 989 liegt. Der Sitz der Bahnverwaltung ist Huambo (km 426) in 1628 m Seehöhe mit gutem Klima; dort sind die Hauptwerkstätten. Der rasch aufstrebende Ort, von dem gute Straßen nach allen Richtungen ausgehen, soll Sitz der Kolonialregierung werden; besitzt einen Lufthafen und Funkstation. Sobald das Küstengebiet verlassen ist, verläuft die Bahn im Hochflächentrockenwaldgebiet und durch Savannenlandschaften mit günstigen klimatischen Verhältnissen. Es wird sich mit der Zeit zu einem Baumwolland entwickeln. Die Bahn wird außer den Erzen auch die landwirtschaftlichen Erzeugnisse der Plantagen und Farmen befördern, für die ein Straßennetz von 10 000 km Bringungswege bietet.

Außer der Anschlußlinie von Kilo nach Tschilongo von 540 km Länge im Kongostaat, die im Bau ist, sind auch andere Zweiglinien, z. B. nach Saurimo, sowie auch eine Linie nach Livingstone am Sambesi geplant. Sie soll von Munyango in km 844 ins Lungwebungotal führen bis zu der Stelle, wo der Fluß schiffbar wird. Auf dem oberen Sambesi soll die Schiffahrt bis zu den Gonye-Fällen reichen, von wo eine Bahnlinie bis Livingstone gebaut werden soll.

Für das Jahr 1931, wo der Verkehr mit dem Katangagebiet eröffnet sein wird, rechnet man mit 100 000 t Einfuhr und 160 000 t Ausfuhr in der Lobitobucht, wo Hafenanlagen für einen jährlichen Schiffsverkehr von 200 Schiffen errichtet werden. Die Lobitobucht bildet einen ausgezeichneten natürlichen Hafen.

Die Lage der Bahn in der Mittellinie der Kolonie Angola ist die denkbar günstigste, bildet sie doch die Schwerlinie des besiedlungsfähigen Hochlandes, wo 75 000 km² Land als Kulturboden geeignet erachtet wird. Die Besiedlung des Landes, dessen Küstenstreifen schon anfangs des 16. Jahrhunderts von den Portugiesen besetzt wurde, hat erst im vorigen Jahrhundert begonnen, und zwar war der schiffbare Unterlauf des Kuanza lange Zeit der Hauptweg ins Innere. In Mossamedes wurde erst 1839 dauernd Fuß gefaßt. Von Loando wurde dann auch eine Eisenbahn bis Malandje erbaut, ebenso von Mossamedes nach Lubango, die jedoch nur örtliche Bedeutung haben. Wirklich erschlossen wird das Hinterland erst durch die Benguelabahn sowie die vielen neuen Straßen, deren Netz 24 000 km mißt. Das kleine Portugal konnte nicht das Geld und die Kräfte aufbringen, um ein Land von 1 206 000 km² und 4 200 000 Einwohnern dem Weltverkehr zu erschließen, daher war das Wirtschaftsleben schwach entwickelt, bis der in amerikanischen Händen befindliche Diamantbergbau die Anlage von Autostraßen nach den Diamantfeldern bewirkte und fremde Kräfte die Benguelabahn schufen, die zu einem der reichsten Bergbaugebiete der Welt führt. Der Mineralreichtum hat die Entwicklung des Katangagebietes geradezu überstürzt, Städte wie Elisabethville erreichten in zehn Jahren eine Einwohnerzahl von 18 000. Dieses weltentlegene Gebiet wird nun durch die neuen Verbindungswege sich noch weiter entwickeln.

Dr. W. Vieser.

Die diesjährige Hauptversammlung der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau am 17. Dezember in Berlin bei Kroll wird sich ab 10,30 Uhr vorm. besonders mit dem deutschen Automobilstraßennetz im Rahmen Mitteleuropas beschäftigen. Verbandsdirektor Dr. Schmidt, Essen, wird hierüber einen Vortrag halten, nachdem vorher Direktor Dr. Fischer von der Reichskreditgesellschaft zu dem Thema „Langfristige Straßenbauanleihen" gesprochen hat. Ferner ist vorgesehen, daß Dr. Loening über „Die Landstraßen in den Vereinigten Staaten von Nordamerika, ihre Verwaltung und Finanzierung" auf Grund von Eindrücken einer Studienreise berichtet. Die Tagung ist öffentlich.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Schleusenartige Schiffshebevorrichtung. (Kl. 84b, Nr. 475 325 vom 24. 6. 1926 von Société Technique d'Etudes et d'Entreprises pour l'Industrie und Albert Huguenin in Paris.) Die Vorrichtung besteht in einem Schiffshebewerk, bei dem in einer Schwimmerkammer ein an seinen Stirnflächen gegen die Kammer abgedichteter Trog mit ständig gleichem Tiefgang schwimmt, und bei dem in den die Schwimmerkammer mit dem Ober- und Unterwasser verbindenden Kanälen eine Pumpeneinrichtung angeordnet ist. Der schwimmdockartige Schwimmtrog *a*, der einen Nutztiefgang *c* hat, ist an beiden Stirnenden gegen die ebenen Flächen *b* der Schwimmkammer *d* abgedichtet; der Trog *a* taucht in eine Wassermasse, die sich zwischen den Seitenmauern *e* und den Stirnwänden *b* der Schwimmkammer *d* befindet. An der Schwimmkammer *d* sind z. B. stromabwärts zwei Kanäle *f* kreisförmigen Querschnitts vorgesehen, die die Schwimmkammer *d* mit dem Unterwasser verbinden und je eine Axialpumpe *g* enthalten, die durch einen in einer dichten Maschinenkammer *i* liegenden

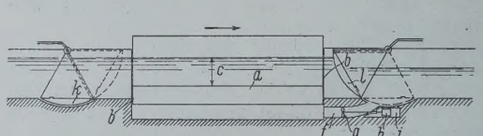


Abb. 1.

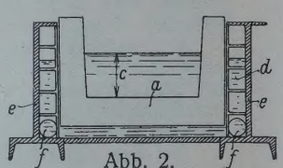
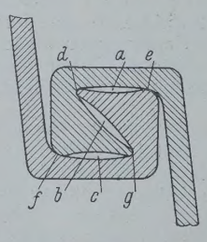


Abb. 2.

Elektromotor *h* angetrieben wird. Tore *k* und *l* verschließen die Einfahrten in die Kammer *d*. In der oberen Wartestellung (Abb. 1) ist das Tor *k* geöffnet und das Tor *l* geschlossen. Die Pumpen *g* sind für beide Drehrichtungen eingerichtet und können mit veränderlicher Drehzahl arbeiten. Sind die Schiffe in den Trog *a* eingefahren, so wird Obertor *k* geschlossen und der Wasserspiegel in der Schwimmkammer *d* mit Hilfe der Pumpen *g* abgesenkt, wodurch sich der Trog senkt, bis sein Wasserspiegel denjenigen des Unterlaufs erreicht hat. Jetzt wird die Umlaufgeschwindigkeit der Pumpen *g* vermindert und, falls erforderlich, der Drehsinn geändert, dann wird das Tor *l* geöffnet, und die Schiffe können ausfahren.



Spundwandeisenschloß. (Kl. 84c, Nr. 471 714 vom 8. 1. 1925 von Karl Pahl in Heidelberg.) Die sich gegenseitig umklammernden Schloßteile sind an den Auflageflächen ausgespart und berühren einander nur in Linien, so daß beim Rammen eine Stauchung der vorspringenden Kanten stattfindet, die einerseits Ungleichheiten beseitigt, anderseits einen festen Abschluß gibt. Infolge der Hohlräume *a*, *b*, *c* berühren sich die Schloßteile nur an den Stellen *d*, *e*, *f*, *g*.

INHALT: Dalben aus flußstählernen Spundbohlen. — Bewegungswiderstand der Eisenbahnwagen in Kurven. — Das Rheinkraftwerk Kembs. — Schleuse ohne Wasserverbrauch mit schwimmenden luftbetriebenen Aufnahmebecken. — Vermischtes: Richtlinien für die Ausführung ebener Steindecken. — Ergebnisse der Mischmaschinenversuche des Deutschen Beton-Vereins. — Neuer Hafen von Venedig. — Benguela-Eisenbahn. — Diesjährige Hauptversammlung der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau. — Patentschau.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

7. Jahrgang | BERLIN, 20. Dezember 1929 | Heft 55

Eisenbetonbogenbrücke über die Lahn zwischen Ober- und Niederlahnstein.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. **A. Dischinger,** Direktor der Franz Schlüter AG., Dortmund.

Die nachstehend beschriebene, im Jahre 1926 von der Firma Franz Schlüter, AG., erbaute Brücke weist auch heute noch die größte bisher in Deutschland ausgeführte Spannweite von Brücken ähnlicher Bauart auf. Eine kurze Beschreibung der Konstruktion, Berechnung und Ausführung dürfte daher gewisses Interesse bieten.

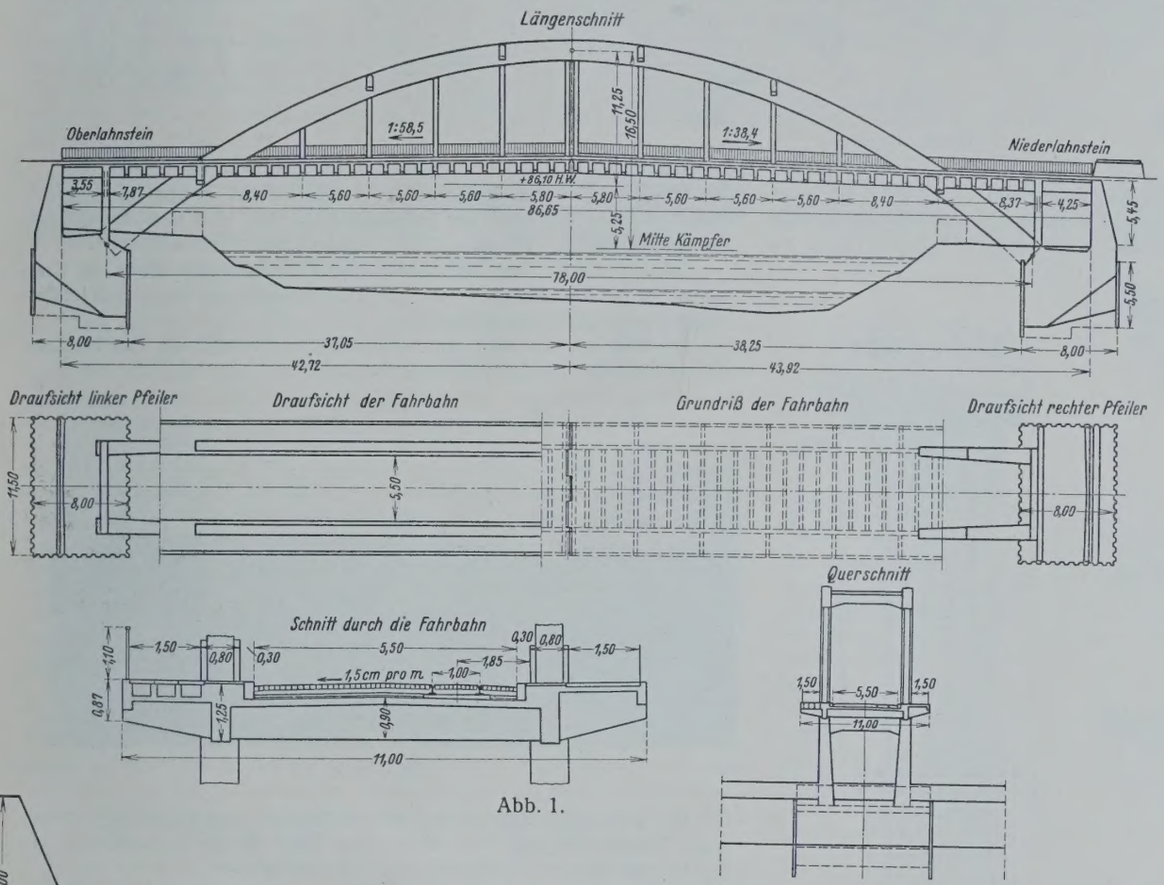


Abb. 1.

Für die Ausführung der Brücke wurde eine Arbeitsbahn mit Seilbahnbetrieb eingerichtet, die auf dem linken Ufer in Niederlahnstein begann und auf dem rechten Ufer in Oberlahnstein endete. Die Seilbahn diente zum Transport der Baustoffe und Geräte, sowie zum Hin- und Rückbringen der Arbeiter. Die Arbeitsbahn wurde auf dem linken Ufer bis zum Widerlager, auf dem rechten Ufer bis zum Gerüst der Brücke geführt. Die Seilbahn hatte eine Spannweite von 1000 m und eine Steigung von 1:3. Sie war mit einer Leistungsfähigkeit von 10 t/h und einer Geschwindigkeit von 1,5 m/sec ausgestattet.

Das Tragwerk der Brücke (Abb. 1) besteht aus zwei eingespannten Eisenbetonrippenbogen von 78 m Stützweite, an denen die Querträger der Fahrbahn mittels Eisenbetonhängestangen aufgehängt sind. Bei der Bogenform war zu berücksichtigen, daß die Unterkante der Fahrbahn unter Hochwasser + 68,10 liegt und zwei Treidelwege von je 2,50 m Breite und 2 m Höhe am Ufer freizuhalten waren.

Die Fahrbahn hat eine Breite von 5,90 m, die ausgekragten Fußwege sind an der Durchschneidungsstelle mit den Rippenbogen 1,50 m, neben den Hängestangen 1,60 m breit; die Schrammkante beträgt 0,30 bzw. 0,40 m. Die Fahrbahn steigt gegen die Brückenmitte 1 : 58,5 bzw. 1 : 38,4 an.

Für Gas- und Wasserleitungen sind in einem der Fußwege Kanäle ausgespart und mit abnehmbaren Platten abgedeckt.

Die Fahrbahntafel ist in der Mitte der Brücke sowie neben dem Durchgang der Rippenbogen durch drei Fugen, die entsprechend verzahnt sind, mit Rücksicht auf Wärme- und Schwindspannungen sowie zur Ausschaltung einer Wirkung der Fahrbahn als Zugwand durchschnitten. Oberhalb der Fahrbahn sind die Rippenbogen durch vier Träger ausgesteift.

Die Widerlager sind in Stampfbeton zwischen eisernen Spundwänden, System Larssen Prof. II, im gewachsenen Kiesboden rd. 5 m unter MW der Lahn gegründet (Abb. 2).

Das Geländer der Brücke wurde in Eisenkonstruktion ausgebildet.

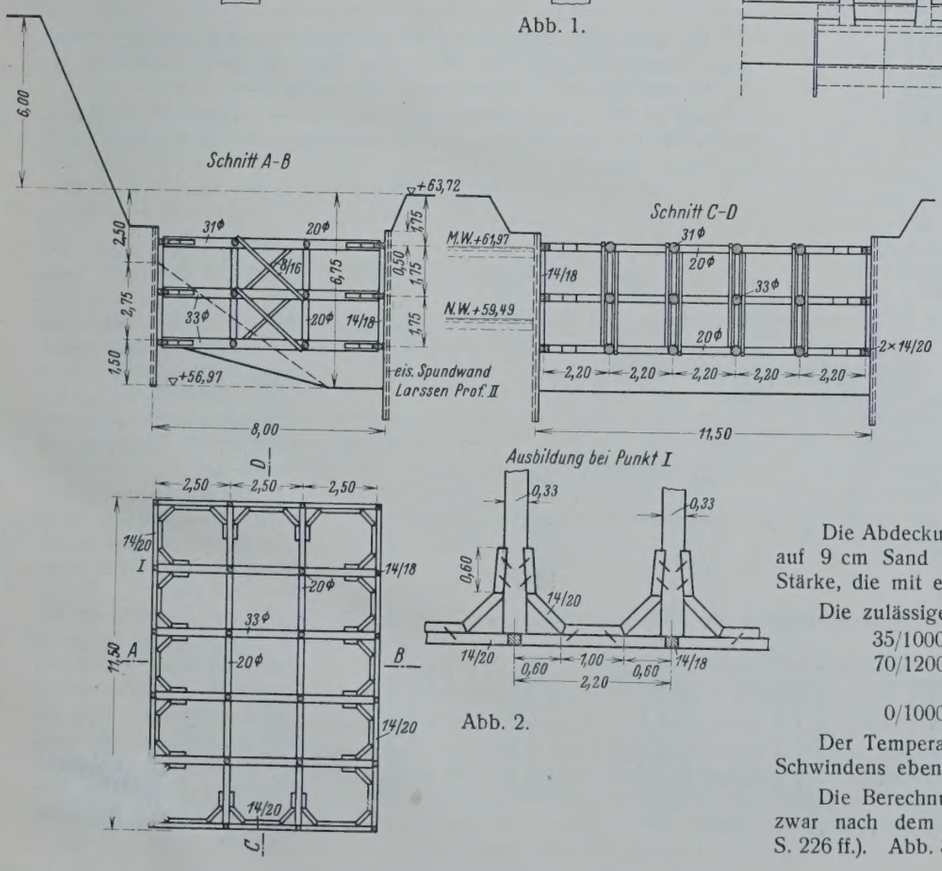


Abb. 2.

Die Berechnung wurde durchgeführt als Straßenbrücke I. Klasse gemäß DIN 1072 für Menschengedränge von 500 kg/m² sowie eine Dampfwalze von 23 t Dienstgewicht, ferner für eine Straßenbahn, deren zwei Wagen je 4 t Raddruck bei einer Spur von 1 m und einen Radstand von 2 m haben.

Die Abdeckung der Fahrbahn ist mit 10 cm starkem Basaltkleinpflaster auf 9 cm Sand hergestellt, darunter liegt eine Isolierung von 0,5 cm Stärke, die mit einer Ziegelflachschicht abgedeckt ist.

Die zulässigen Beanspruchungen wurden festgelegt zu

35/1000 kg/cm² für die Fahrbahntafel,
70/1200 „ für die Rippenbogen bei Verwendung von normalem Portlandzement,
0/1000 „ für die Hängestangen.

Der Temperaturunterschied wurde mit 15° C und der Einfluß des Schwindens ebenso hoch berücksichtigt.

Die Berechnung der Bogen geschah nach der Elastizitätstheorie, und zwar nach dem Verfahren von Dr. Neumann (Armierter Beton 1917, S. 226 ff.). Abb. 3 zeigt Querschnitte und Bewehrung der Bogen.

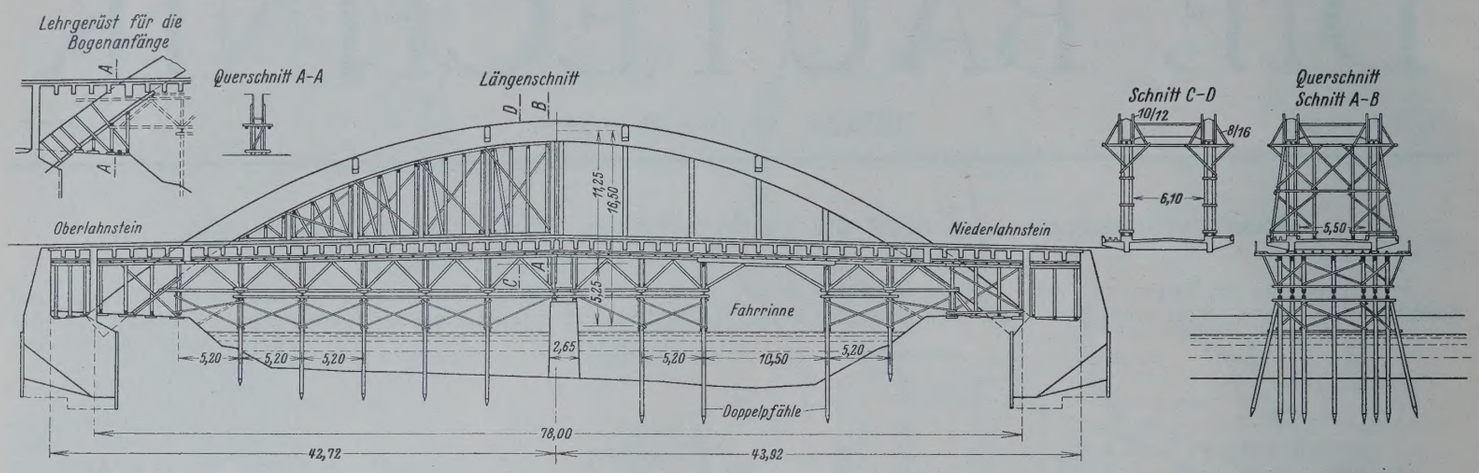


Abb. 4.

Der auf die Bogen wirkende Winddruck von 75 kg/m² wird durch die beiderseits als Konsolträger von 43 m Länge (in der Sehne gemessen) wirkenden Bogen auf die Fundamente übertragen, wobei dem Bogen auf der Windseite $^2/_3$ und dem andern $^1/_3$ dieser Last zugewiesen werden, obwohl infolge der über der Fahrbahn liegenden vier Versteifungsträger eine gleichmäßige Verteilung hätte angenommen werden können.

Der Winddruck auf die Fahrbahntafel beansprucht diese als Kragträger bis zur Verschneidung mit den Bogenrippen und wird durch letztere in die Fundamente weitergeleitet.

Die Bogenrippen sind da, wo sie kurz oberhalb der Fahrbahn auf 14,5 m freistehen, auf Knickung untersucht.

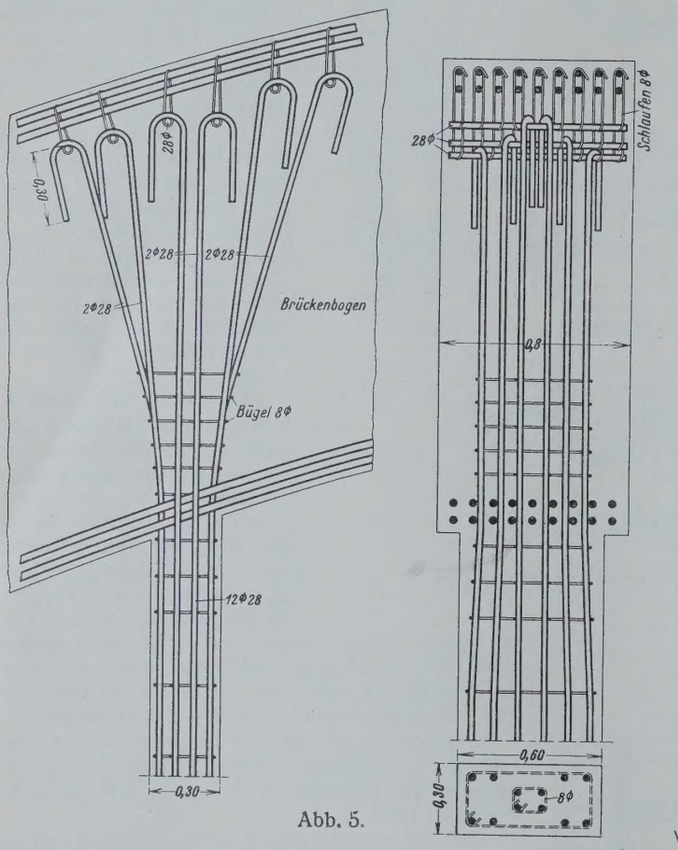


Abb. 5.

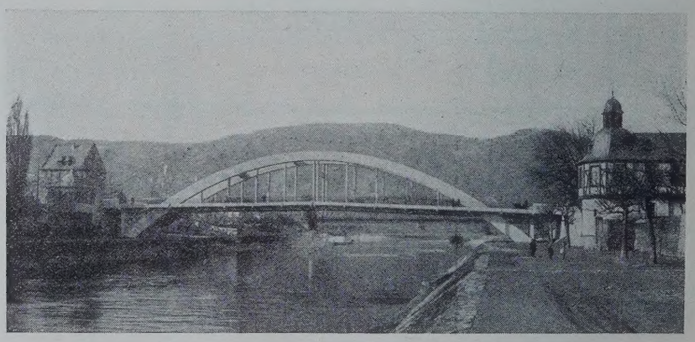


Abb. 6.

Die Widerlager sind mit schräger Bodenfuge ausgebildet und erhalten unter Berücksichtigung von Wind und einer Temperaturzunahme von 15° C eine höchste Kantenpressung von 4,36 kg/cm².

Das für die Gleitsicherheit des Fundamentes maßgebende Verhältnis von Schub zur lotrechten Last in der waagerechten Fuge der Fundamentunterkante beträgt

$$\frac{H}{V} = \frac{1194{,}4\text{ t}}{2838\text{ t}} = 0{,}42$$

und bietet bei einer Reibungszahl zwischen Beton und grobem Kies von mindestens 0,6 auch ohne Berücksichtigung der Spundwand und des bei den hohen Ufern entsprechend starken Erdwiderstandes (passiven Erddruckes) ausreichende Sicherheit.

Die Ausführung fand nach Abbruch des alten eisernen Oberbaues in den Monaten Juni bis November 1926 statt.

Nach Herstellung der Widerlager wurde die ganze Fahrbahn einschließlich der Bogen bis Fahrbahnoberkante eingerüstet und betoniert, während erst dann die über der Fahrbahn liegenden Bogenteile eingerüstet und betoniert wurden.

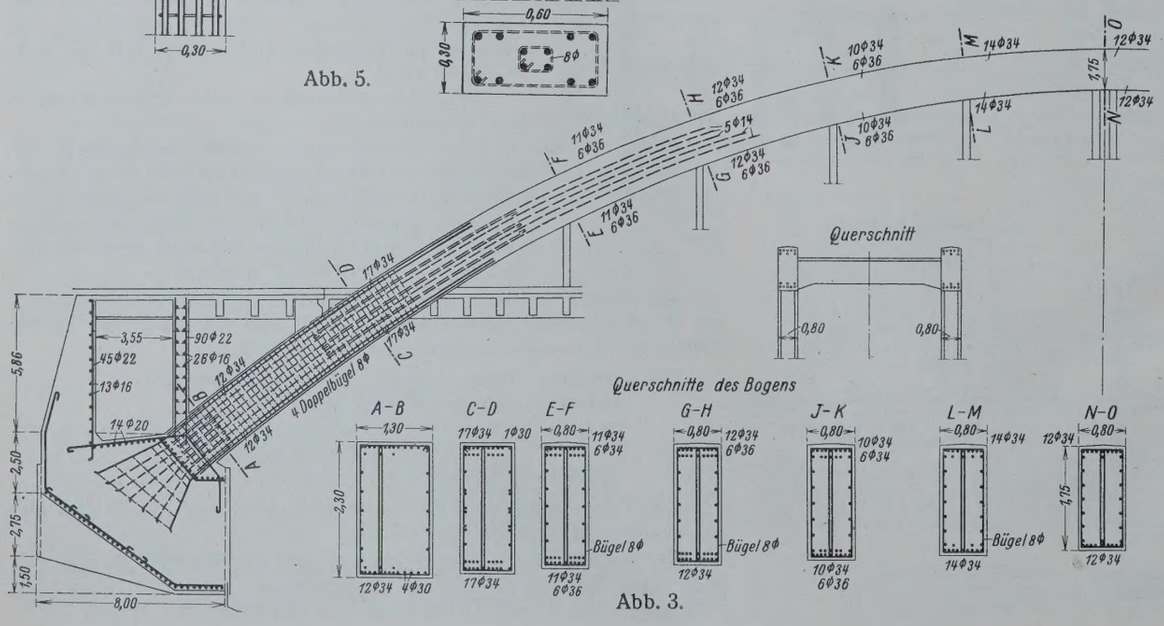


Abb. 3.

Das auf eingerammten Holzpfählen bzw. auf dem alten, erst später abgebrochenen Brückenpfeiler ruhende Lehrgerüst (Abb. 4) weist eine 10 m breite Schiffahrtöffnung auf; das Obergerüst wurde mittels 77 Spindeln von der Mitte aus, entsprechend der zu erwartenden Durchbiegung, abgelassen. Die größte Durchbiegung in Brückenmitte betrug bei der Fahrbahn 20 mm, beim Bogen 14 mm; der Unterschied ist auf Streckung der Hängestützen zurückzuführen. Die Hängestützen wurden erst nach Absenkung des Lehrgerüstes ausbetoniert. Abb. 5 zeigt die Einmündung der Hängestangen in den Bogen.

Die Gesamtkosten der Brücke betrugen einschließlich Nebenarbeiten rd. 192 000 R.-M., d. h. 197,50 R.-M. f. 1 m² Fahrbahn.

Abb. 6 zeigt das fertige Bauwerk von oberstrom gesehen.

Alle Rechte vorbehalten.

Zur Frage der Wasserundurchlässigkeit von Beton.

Von Regierungs- und Baurat **Marx**, Breslau.

Die von der Deutschen Reichsbahn herausgegebene „Anweisung für Mörtel und Beton“ (AMB)[1]) bringt auf S. 18 u. f. ein auch sonst empfohlenes Verfahren zur Erzielung eines dichten Betons. Hiernach wird zunächst das Verhältnis der festen Bestandteile (Ausbeute) von Bindemitteln + hydraulischen Zuschlägen + Anmachewasser zum Hohlraum des Sandes bestimmt. Alsdann wird das Verhältnis der festen Bestandteile des Mörtels zum Hohlraum des Groben ermittelt. Beide Verhältniszahlen, die sog. Füllungsgrade, sollen $\geqq 1{,}7$ sein.

Im Beispiel 2 der Zusammenstellung 8 ist der Füllungsgrad der Mörtelmischung 1,0 Zement : 0,4 Traß : 2,0 Sand : 0,9 Wasser zu 1,88 und in Beispiel 1 der Zusammenstellung 9 der Füllungsgrad des mit dieser Mörtelmischung verarbeiteten Groben, also der Betonmischung

1,0 Zement : 0,4 Traß : 2,0 Sand : 0,9 Wasser : 3,0 Grobem.

zu 2,25 ermittelt worden.

Nun ist weder von Natur eine scharfe Unterscheidung zwischen Sand und Grobem gegeben, noch wird in der Praxis zunächst der Mörtel bereitet und dem Groben zugesetzt, sondern die Bindemittel und hydraulischen Zuschläge werden nach ihrer Vormischung mit den Zuschlagstoffen und dem Anmachewasser zugleich in der Mischtrommel verarbeitet.

Zur Erzielung eines möglichst dichten Betons muß zwischen den feineren und gröberen Bestandteilen der Zuschlagstoffe ein günstiges Verhältnis bestehen. Dieses Verhältnis wird aber durch das Berechnungsverfahren der AMB keineswegs ermittelt. Vielmehr ist schon vor der Berechnung lediglich ein bestimmtes Verhältnis zwischen Sand und Grobem, im vorliegenden Falle 2 : 3 angenommen worden. Der umständliche Weg, die „Füllungsgrade“ von Sand und Grobem gesondert zu ermitteln, ist daher nicht verständlich. Er ist in Hinsicht auf den Mischvorgang nicht berechtigt, und er führt, wie wir zeigen werden, zu Ergebnissen, die den wirklichen Vorgängen in keiner Weise angepaßt sind.

Es soll zunächst an Hand der erwähnten Beispiele ermittelt werden, wie groß der „Füllungsgrad“ der Zuschlagstoffe, also das Verhältnis der Kittmasse im Sinne der AMB zu dem gesamten Hohlraum der Zuschlagstoffe ist. Zu diesem Zwecke ist es erforderlich, den gesamten Hohlraum der Zuschlagstoffe zu bestimmen. Diese Feststellung bietet in Wirklichkeit keine Schwierigkeiten. Wir müssen uns hier, um die Beispiele der AMB zu verfolgen, auf die Feststellung von Grenzwerten beschränken.

Das spezifische Gewicht der Zuschlagstoffe ist sowohl für Sand wie für Kiessand und Grobes in der Zusammenstellung 6 der AMB zu 2,5 bis 2,7, im Mittel also zu 2,6 angegeben, und es darf wohl mit diesem letzteren Wert gerechnet werden. Der Dichtigkeitsgrad des Sandes und des Groben ist in den Beispielen zu 0,6 angenommen worden.

Hiernach wiegen:

2 m³ Sand	$2 \cdot 2{,}6 \cdot 0{,}6 = 3{,}12$ t
3 m³ Grobes	$3 \cdot 2{,}6 \cdot 0{,}6 = 4{,}68$ t
	zusammen 7,80 t

Der Dichtigkeitsgrad von Kiessand schwankt nach den Angaben der Zusammenstellung 6 zwischen 0,55 und 0,70. Hiernach entspricht einem Gewichte von 7,80 t eine Menge von $\frac{7{,}80}{2{,}6 \cdot 0{,}70} = 4{,}3$ m³ bis $\frac{7{,}80}{2{,}6 \cdot 0{,}55} = 5{,}4$ m³ Kiessand. Da im vorliegenden Falle der Kiessand aus 2 R.-T. Sand und 3 R.-T. Grobem bestehen soll und 2 m³ Sand + 3 m³ Grobes höchstens 5 m³ Kiessand ergeben können, so schwankt die Menge des Gemisches nur zwischen den Grenzen 4,3 m³ und 5,0 m³. Für diese beiden Grenzwerte und für einen Mittelwert soll der „Füllungsgrad“ bestimmt werden. Der Dichtigkeitsgrad des Gemenges von 4,3 m³ beträgt nach vorstehendem 0,7, während sich für die Menge von 5,0 m³ der Dichtigkeitsgrad zu $\frac{7{,}8}{2{,}6 \cdot 5{,}0} = 0{,}60$ errechnet und dem Mittelwert ein Dichtigkeitsgrad von 0,65 bei einer Menge von 4,6 m³ zukommt.

Hiernach ergibt sich:

Mischung in R.-T.	Kittmasse K	Hohlraum u	Füllungsgrad f
1,0 Zement 0,4 Traß 0,9 Wasser	$1{,}0 \cdot 0{,}43 = 0{,}43$ $0{,}4 \cdot 0{,}43 = 0{,}17$ $0{,}9 \cdot 1{,}00 = 0{,}90$		
	$K = 1{,}50$		
5,0 Kiessand		$5{,}0 \cdot 0{,}4 = 2{,}0$	$\frac{1{,}50}{2{,}00} = 0{,}75$
oder 4,3 „		$4{,}3 \cdot 0{,}3 = 1{,}29$	$\frac{1{,}50}{1{,}29} = 1{,}16$
oder 4,6 „		$4{,}6 \cdot 0{,}35 = 1{,}61$	$\frac{1{,}50}{1{,}61} = 0{,}93$

Der „Füllungsgrad“ des Kiessandes liegt also erheblich unter den in den Beispielen der AMB errechneten Werten und überschreitet den Wert 1 nur bei dem sehr hohen Dichtigkeitsgrad des Kiessandes von 0,70. Aus der vorstehenden Berechnung geht wohl zur Genüge hervor, daß der Begriff „Füllungsgrad“ ein sehr unbestimmter Faktor ist. Vor seiner Verwechslung mit dem Dichtigkeitsgrad warnt auch die AMB, ohne indes die nötigen Folgerungen zu ziehen. Es muß berücksichtigt werden, daß weder der Sand noch der Kiessand, wenn sie mit der Kittmasse zu Mörtel oder Beton gemischt werden, die ursprüngliche Raumausdehnung beibehalten. Vielmehr treibt die Kittmasse die Zuschlagstoffe beim Mischen auseinander. Würde man erst Kittmasse und Sand zu Mörtel verarbeiten und dann den Mörtel mit dem Groben mischen, so würde das Grobe in besonders erheblichem Maße auseinandergetrieben werden. Das ist der Grund, weshalb sich nach der Berechnung der AMB ein so hoher Füllungsgrad ergibt, der die wirkliche Füllung der Hohlräume um mehr als das Doppelte übertrifft.

Ebensowenig wie die in der AMB angegebene Berechnung des Füllungsgrades das Verhältnis von feineren zu gröberen Bestandteilen der Zuschlagstoffe in hinreichendem Maße erfaßt, berücksichtigt sie den Einfluß des Verhältnisses zwischen Bindemitteln und hydraulischen Zuschlägen, geschweige denn die Güte des Zements und die richtige Wahl des Wasserzusatzes, Faktoren, die erfahrungsgemäß auf die Dichtigkeit des Betons von wesentlichem Einfluß sind.

Wenn gleichwohl und trotz der anfechtbaren Berechnungsart die AMB nur für besonders wichtige Fälle eine Wasserdruckprobe vorschreibt, so muß das zu erheblichen Bedenken Anlaß geben. Solange die Vorgänge beim Abbinden des Betons noch nicht völlig geklärt sind, kann nicht dringend genug davor gewarnt werden, die Zusammensetzung des Betons von Berechnungen abhängig zu machen. Solche Berechnungen können, auch wenn sie richtig durchgeführt werden, lediglich einen Anhalt geben für den einzig gangbaren Weg des Versuchs, der sowohl über die Festigkeit und Dichtigkeit des Betons wie über die wirtschaftlich richtige Wahl der Zusammensetzung allein entscheiden kann. Ganz besonders aber kann für Beton, der bis zu einem gewissen Grade wasserundurchlässig sein soll, die leicht ausführbare Wasserdruckprobe nicht entbehrt werden.

[1]) Erschienen im Verlage von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8. — Vgl. „Die Bautechnik“ 1928, Heft 44, S. 655.

Merkwürdige Erfahrungen bei der Bestimmung von Grundwasserständen mit Beobachtungsrohren.

Alle Rechte vorbehalten.

Von **P. A. M. Hackstroh**, Oberstleutnant im Geniestabe a. D. der niederländischen Armee im Haag.

Über derartige Erfahrungen liegen von Dr.-Ing. J. A. Heymann, Chemiker-Bakteriolog der Gemeindewasserleitungen von Amsterdam, einige Mitteilungen und Betrachtungen vor in der holländischen Zeitschrift „Water en Gas“, Nr. 11 von 1929. Mitgeteilt wird, daß es die Aufmerksamkeit der Herren K. Volkerß und W. F. A. Grimm, Direktor und Lehrer der Reichsgartenbauschule in Lisse, auf sich gezogen habe, daß nach Regenfällen die Wasserstände in den von ihnen angebrachten Beobachtungsrohren sofort zu steigen anfingen, und daß diese Erscheinung schon eintrat, bevor angenommen werden konnte, daß das Regenwasser sich bis zum Grundwasser gesenkt hatte. Die Steigung des Wassers in den Beobachtungsrohren war viel größer, als aus der Regenmenge folgen würde, auch wenn in Betracht gezogen wird, daß — ab-

hängig von dem Porenvolumen der betreffenden Bodenart — das Regenwasser eine bedeutend größere Steigung des Grundwasserspiegels verursachen muß, als der Regenfall in Millimeter beträgt; die Steigung des Wasserspiegels in den Beobachtungsrohren war nämlich bis zu 70 mal größer. Wenn der Regen aufhörte, senkte sich der Wasserspiegel im Beobachtungsrohre ziemlich schnell, und nach Verlauf von einigen Stunden war der normale Wasserstand wieder erreicht.

Ähnliche Erscheinungen wurden später von Dr.-Ing. Heymann bei den von ihm gemachten Laboratoriumversuchen festgestellt.

Als Erklärung in „qualitativem" Sinne führt Heymann an, daß bei dem Eindringen des Regenwassers in die Erde die Grundluft zwischen diesem Wasser und dem schon im Boden befindlichen Grundwasser nicht entweichen kann und unter Druck kommt und deshalb der Wasserspiegel in den Beobachtungsrohren steigen muß. Hiermit ist aber nicht erklärt, daß die Steigung des Wasserspiegels in dem Beobachtungsrohre bedeutend größer sein kann als die Höhe der Wasserschicht, die vom Regen herrührt. Heymann teilt denn auch mit, die Erscheinungen nur in qualitativem, nicht aber in quantitativem Sinne erläutert zu haben.

In einem von mir vor einigen Jahren für eine Gemeindeverwaltung abgegebenen Gutachten betreffs Maßregeln zur Entwässerung eines Geländes teilte ich mit, daß während der Versickerung des Regenwassers in dem Boden sich ein sehr verwickelter Prozeß abspielt, u. a dadurch, daß das Sickerwasser das Entweichen der Grundluft aus den Poren des Bodens verhindert, was Zusammenpressung der Grundluft und demzufolge ein Steigen des Wasserspiegels in den Beobachtungsrohren zur Folge hat, besonders wenn durch das Regenwasser an der Bodenoberfläche Pfützen entstehen.

Meiner Meinung nach müssen zwei, in quantitativer Hinsicht sehr verschiedene Zustände unterschieden werden, und zwar:

Fall 1: Die Bodenoberfläche ist nicht, oder nicht mehr von Wasser (Pfütze) bedeckt; das Sickerwasser wird also, solange es die Kapillarzone des Grundwassers noch nicht erreicht hat, in dem Boden nicht nur an der Unterseite, sondern auch an der oberen Seite durch konkave Flüssigkeitsoberflächen (Menisken) begrenzt.

Fall 2: Die Bodenoberfläche ist von Wasser (Pfütze) bedeckt; das gefallene und teils versickerte Regenwasser wird also, solange es die Kapillarzone des Grundwassers noch nicht erreicht hat, in dem Boden an der Unterseite durch konkave Oberflächen, an der oberen Seite dagegen durch einen waagerechten Wasserspiegel begrenzt.

Im Falle 1 wird die Grundluft zwischen dem Grundwasser und dem Sickerwasser zusammengepreßt, aber der Mehrdruck, der auf die eingeschlossene Grundluftschicht ausgeübt wird, kann — wenn nur eine Bodenart vorkommt — nie größer sein, als der Druck einer Wassersäule von gleicher Höhe wie die der Sickerwasserschicht. Deshalb kann der Wasserspiegel im Beobachtungsrohre infolge der Versickerung höchstens um so viel steigen, wie die Dicke der Sickerwasserschicht beträgt.

Solange — z. B. wegen geringen Regenfalles oder tiefer Lage des Grundwassers — kein Gleichgewichtszustand entstanden ist, wird der Aufstieg des Wasserspiegels im Beobachtungsrohre kleiner sein als die Dicke der Sickerwasserschicht.

Im Falle 2 spielt der waagerechte Wasserspiegel bei den Erscheinungen eine sehr wichtige Rolle. Um dies zu erklären, wollen wir der Einfachheit halber annehmen, daß wir es nur mit einer Bodenart zu tun haben und ein Gleichgewichtszustand entstanden ist zwischen der Spannung der zusammengepreßten Grundluftschicht und dem Druck, den das über dieser Schicht befindliche Wasser auf die Grundluft ausübt. Dieser Druck ist jetzt aber viel größer als derjenige einer Wassersäule, die eine Höhe hat gleich der Dicke der über der Grundluft befindlichen Wasserschicht. Grundsätzlich kann dies qualitativ und quantitativ wie folgt erklärt werden. Angenommen wird, daß vor dem Regenfall der waagerechte Wasserspiegel im Beobachtungsrohre D cm unter der Bodenoberfläche lag, und die Oberfläche des Grundwassers infolge der Kapillarität durchschnittlich C cm über dem waagerechten Wasserspiegel des Beobachtungsrohres liegt, und daher die Grundluftschicht im Anfang durchschnittlich $(D-C)$ cm dick war. Weiter wird angenommen, daß der waagerechte Wasserspiegel des über dem Boden befindlichen Regenwassers r cm über der Bodenoberfläche liegt und daß das Regenwasser durchschnittlich i cm tief in den Boden eingedrungen (versickert) ist. In einer waagerechten Ebene, D cm tief unter der Bodenoberfläche, wird also auf das Grundwasser von oben aus ein Druck ausgeübt gleich dem Gewicht einer Wassersäule von $(r+i+C)$ cm Höhe, vermehrt um das Gewicht der zusammengepreßten Grundluftschicht, die jetzt $(D-C-i)$ cm Dicke hat; das Gewicht der Grundluft darf ohne Bedenken außer Rechnung gelassen werden, da es verhältnismäßig sehr klein ist. Der infolge des Regenfalles ausgeübte Druck in einer waagerechten Ebene des Grundwassers, übereinstimmend mit dem Niveau des anfänglichen (vor dem Regenfall vorhandenen) Wasserspiegels im Beobachtungsrohre, ist also gleich dem Druck einer $(r+i+C)$ cm hohen Wassersäule; daher muß der Wasserspiegel im Beobachtungsrohre auch um $(r+i+C)$ cm steigen, damit — gemäß dem Gesetze der kommunizierenden Gefäße — Gleichgewicht entsteht. Aus vorstehendem folgt, daß die Steigung, wie klein r und i auch sein mögen, doch mindestens C cm betragen wird, also mindestens soviel wie die durchschnittliche kapillare Steighöhe des Wassers in der betreffenden Bodenart.

Beispiel. Wenn in einem gegebenen Falle $(r+i)$ cm gleich 3 cm ist, also das Regenwasser durchschnittlich bis zu 3 cm unter die Oberfläche des über dem Boden befindlichen Wassers versickert ist, C cm gleich 80 cm ist, also die durchschnittliche kapillare Steighöhe des Wassers in der betreffenden Bodenart 80 cm beträgt, so wird der Wasserspiegel im Beobachtungsrohre beim Gleichgewichtszustand infolge des Regenfalles um $(3+80)$ cm $= 83$ cm gestiegen sein.

In den vorstehenden Betrachtungen ist angenommen worden, daß der Gleichgewichtszustand eingetreten ist, also die Versickerung des Regenwassers nicht mehr weitergeht. Für diesen Ruhezustand ist es notwendig, daß die Grundluft auf die Unterfläche der Sickerwasserschicht einen Druck ausübt größer als der atmosphärische Druck, und zwar um so viel größer, daß dieser Mehrdruck übereinstimmt mit dem Druck einer Wassersäule von $(r+i+C)$ cm Höhe, da dieser der Mehrdruck ist, den die Unterfläche der Sickerwasserschicht u. a. infolge der Oberflächenspannung ihrer konkaven Menisken auf die Grundluft ausübt. Die Grundluftschicht hatte vor dem Regenfall eine Dicke von $(D-C)$ cm und befand sich nur unter atmosphärischem Druck, der in Meereshöhe dem Druck einer Wassersäule von 1033 cm gleichkommt. Beim Gleichgewichtszustand muß also die Grundluft durch die Versickerung zusammengepreßt sein bis zu einem Druck, der übereinstimmt mit dem Druck einer Wassersäule von z. B. $(1033+r+i+C)$ cm Höhe. Aus dem Boyle-Mariotteschen Gesetze folgt:

$$(D-C)\times 1033=(D-C-i)\times(1033+r+i+C).$$

Bei derselben Bodenart und bei gleichem Regenfall wird, je tiefer das Grundwasser unter dem Boden liegt, desto später die für das Gleichgewicht erforderliche Zusammenpressung der Grundluft stattfinden. Es ist möglich, daß sich bei geringem Regenfalle und bei tiefer Lage des Grundwassers kein Gleichgewichtszustand ergibt, indem noch Wasser über dem Boden steht (Fall 2); alsdann wird die größte Steigung des Wasserspiegels im Beobachtungsrohre geringer sein als $(r+i+C)$ cm. Von dem Augenblick an, wo weniger Regenwasser fällt, als in den Boden versickert, senkt sich der waagerechte Wasserspiegel des auf dem Boden befindlichen Wassers. Dieser waagerechte Wasserspiegel würde bald danach verschwinden und durch gekrümmte, konkave Oberflächen (Menisken) ersetzt werden, wonach die Versickerung weitergehen würde, wenn nicht infolge der Entstehung von konkaven Oberflächen der Wasserdruck auf die Grundluft so stark vermindert würde, daß die zusammengepreßte Grundluft die weitere Versickerung verhindert. Ein etwaiges Entweichen von Grundluft — dem sich nach dem Entstehen von konkaven Flüssigkeitsoberflächen wenig entgegenstellen wird — kann verursachen, daß die Spannung der Grundluft bald geringer wird, wodurch der Übergang zu den konkaven Flüssigkeitsoberflächen eher stattfinden kann und die weitere Versickerung möglich wird. Während dieses Überganges wird der Wasserspiegel im Beobachtungsrohre sich bedeutend senken; der Fall 2 geht dann über in Fall 1.

Vorstehende Betrachtungen haben die Erscheinungen auch in quantitativer Hinsicht erläutert; aus den Betrachtungen folgt, daß im Fall 2 die Erscheinungen in qualitativer Hinsicht beherrscht werden durch den Umstand, daß das gefallene Regenwasser an der oberen Seite nicht durch konkave Oberflächen (Menisken), sondern durch einen waagerechten Wasserspiegel begrenzt wird.

Auf den großen Einfluß des waagerechten Wasserspiegels auf die Grundluftspannung habe ich schon in „De Ingenieur" 1919, S. 247, 2. Spalte, hingewiesen. Durch weitere Erfahrungen, Studien und Untersuchungen über den Einfluß der kapillaren Wirkungen ist diese Angelegenheit mir klarer geworden.

Über der Kapillarzone im engeren Sinne — wo die Poren des Bodens ganz mit Wasser gefüllt sind — findet sich noch eine Zone, worin auch durch Kapillarkräfte Wasser emporgestiegen ist. Dieses Wasser füllt aber die Poren nicht ganz. In dieser Zone sind daher Wasserfäden und zugleich Luftkanäle vorhanden, die Wasser- bzw. Luftversetzung ermöglichen. Diesen fadenförmigen (funikularen) Zustand des Wassers kann man sich anschaulich machen, wenn man zwei gegeneinander gedrückte Glasstäbe in lotrechter Stellung mit den unteren Enden in Wasser taucht. Zwischen diesen Stäben steigt dann das Wasser fadenförmig empor.

Einfachheitshalber habe ich in meinen vorstehenden Betrachtungen angenommen, daß die Grundluft nicht entweichen kann, und u. a. außer Betracht gelassen:

a) die funikulare Versickerung des Wassers, die durch die Grundluftschicht hin stattfinden kann;
b) den Unterschied zwischen trockenem und feuchtem Boden hinsichtlich der quantitativen Seite der von mir behandelten Erscheinungen.

Mit Hilfe der vorstehenden Betrachtungen ist auch zu erklären, warum in Wasser ein Stückchen trockenen Steinlehms auf dieselbe Weise zerfällt wie etwa eine Aspirintablette. Ein Stückchen trockenen Tons zerfällt in Wasser nicht oder viel langsamer. Diese Bemerkung gibt ein Mittel an die Hand, um Lehm von Ton zu unterscheiden, was sehr erwünscht sein kann, da meiner Meinung nach die Verwendung von Lehm (auch Steinlehm) für Fluß- und Seedeiche über den normalen Wasserständen sehr gefährlich sein kann.[1])

[1]) S. meine in holländischer Sprache erschienenen Aufsätze:
Einfluß des Grundwasserstandes auf die Tragfähigkeit der Sandschüttungen („De Ingenieur" 1903, S. 193 ff.);
Mögliche Ursache des Eisenbahnunfalles bei Weesp („De Ingenieur" 1919, S. 244 ff.);
Thesen betreffs des Einflusses von Wasser auf die Tragfähigkeit von Sanddeichen und Sandschüttungen („De Ingenieur" 1919, S. 813 ff.);
Eine Schicht von grobem Sande unter einer Schicht Dammerde verhindert die Versickerung des Regenwassers („Ons Polderland" 1925, S. 23 ff.);
Ursache des Erliegens von Flußdeichen. Neue Daten betreffs des Einflusses von Wasser auf Bodenarten („Onze Waterschappen" 1926, S. 20 ff.);
Betrachtung über „Treibsand und Laufsand" („De Ingenieur" 1926, S. 596 ff.);
Das Wasser im Boden („Onze Waterschappen" 1927, S. 57 ff.);
Tragfähigkeit von Bodenschichten, bestehend aus Sand oder anderem körnigen Material; der Eisenbahnunfall bei Wernigerode („De Ingenieur" 1927, S. 879 ff.);
Betrachtung über „Tragfähigkeit des Baugrundes. Theorie über Flächengründung" („De Ingenieur" 1928, S. B 268 ff.).

Alle Rechte vorbehalten.

Die Straßenbrücke über den Rhein in Köln-Mülheim.

Redaktionelle Bearbeitung Professor Dr.-Ing. ehr. **G. Kapsch**, München.

(Schluß aus Heft 51.)

Versteifungsträger im Freivorbau. Der Freivorbau im mittleren Drittel der Mittelöffnung begann am 2. Januar 1929 mit dem Vorbau von Arbeitsbühnen am Untergurt der frei stehenden Hauptträgerenden. Durch diese Bühnen wurde der Stoß in Feldmitte bequem zugänglich. Während des Baues der Arbeitsbühnen wurden die beiden Untergurtteile eines Versteifungsträgerfeldes auf dem bereits montierten Brückenteil durch Quer- und Längsschotte verbunden, so daß diese Teile gemeinsam vom Derrick gefaßt und eingebaut werden konnten.

Um ein Klaffen der Fugen bei den lotrechten Stößen im freien Vorbau zu vermeiden, wurden besondere Stoßlaschen angefertigt, die den vorkragenden Untergurtteil, solange er noch im Zuge hing, mit dem bereits montierten Hauptträgerteil verbanden. Die Befestigung der Stoßlaschen mit den Konstruktionsteilen geschah durch Paßbolzen, die erst am Ende des Freivorbaues wieder entfernt wurden. Zwischen die Untergurthälften des Oberstrom- und des Unterstromträgers wurden die Querträger mit den Knotenblechen des Windverbandes eingefügt. Dann wurden die Obergurthälften der Hauptträger von außen gegen die Querschotte geklappt und zuletzt Windverband und Längsträger eingebaut. Damit hatte der Derrick ein neues Brückenfeld geschaffen. Er konnte nach dem Vernieten des Feldes auf den Längsträgern bis an den neu eingebauten Querträger vorgeschoben und an dem rückwärtigen Querträger verankert werden.

Den freien Vorbau in der Mittelöffnung zeigt Abb. 102; von der 100,170 m großen Lücke zwischen den Hilfspfeilern waren am 7. Februar 89,040 m zugebaut. Es blieb ein Feld von 11,13 m zu überbrücken. Die genauen Abmessungen des letzten Feldes wurden aus einer Lückenmessung über die drei mittleren Felder auf der Baustelle bestimmt. Erst nach dieser Messung konnte das letzte Feld in den Werkstätten fertiggestellt werden. Es trat daher in der Anlieferung der betreffenden Teile und im Freivorbau eine kurze Pause ein. Eine sofortige Verbindung der beiden Rheinseiten war aber sehr erwünscht, um Material und Arbeitsgeräte über die Brücke schaffen zu können.

Zur Herstellung einer behelfsmäßigen Verbindung wurden auf der Unterstromseite zwei 14 m lange I-Träger von der Mülheimer Seite aus vorgeschoben, bis sie vom Kölner Derrick gefaßt werden konnten. Die Träger wurden durch quergelegte Bohlen abgedeckt, und die erste feste Verbindung von Köln und Mülheim war am 8. Februar 1929 geschaffen.

Nach dem Eintreffen der beiderseits des Mittelgelenkes liegenden Felder des Versteifungsträgers wurden diese im freien Vorbau eingesetzt und schließlich auch das Mittelgelenk eingebaut. Der Vorgang war der gleiche wie bei den Gelenken in den Seitenöffnungen; die beiden Gelenkhälften wurden durch den Gelenkbolzen und die Ringe miteinander verbunden und durch Flacheisen gegen Drehen um die Achse gesichert. Die kleinen Unterschiede zwischen der über drei Felder gemessenen Länge und der tatsächlich am Schluß des Freivorbaues vorhandenen Lücke wurden durch die Keile zwischen den Gelenkkörpern und den Rippen in den Hauptträgern ausgeglichen. Der Einbau des letzten Versteifungsträgerteils wurde am 2. März 1929 vorgenommen.

Für den weiteren Fortgang der Arbeit war es von größter Bedeutung, daß eine Verbindung der beiden Brückenhälften schon Anfang Februar geschaffen war, denn die im Winter 1928/29 herrschenden Eisverhältnisse verhinderten während des ganzen Februars jeden Fährverkehr von einem Ufer zum anderen. Wegen der Eisgefahr in dieser Zeit wurden die Umfassungswände der im Strom stehenden Hilfspfeiler unterhalb der eisernen Aussteifungsrahmen nochmals ausgesteift; am Kopf der Umschließungswand wurde ein genieteter Balken als Eisbrecher vorgesetzt und für das leichte Abgleiten der Eisschollen Vorsorge getroffen. Das stärkste an der Baustelle gemessene Kerneis war 38 cm dick; es wurde von den Eissporen an den Hilfspfeilern glatt durchschnitten, ohne daß diese sichtbar verbogen wurden. Der Eisgang verlief ohne jeden Schaden, und am 1. März setzte schon teilweise Tauwetter ein. Am Tage schmolz die Oberschicht und nachts verhinderte der Frost, daß das Wasser stieg; dadurch kam das Eis erst spät und bereits zermürbt zum Abtreiben. Die Strömung hatte aber an den Pfeilern erhebliche Kolke verursacht; es wurden Auskolkungen bis zu 3 m Tiefe gepeilt. Das Wandern der Rheinsohle war jedoch nicht nur auf das Eis, sondern auch auf das vorangegangene Hochwasser zurückzuführen. Die Kolke wurden mit etwa 80 m³ Pflastersteinen und Betonblöcken, sowie mit 600 mit grobem Kies gefüllten Säcken von je rd. 0,1 m³ Inhalt ausgefüllt. Außerdem wurde unterhalb der Baustelle gebaggerter loser Kies in großen Mengen gegen die Hilfspfeiler geklappt.

Pylonenmontage. Mit dem Aufbau der Pylonengerüste wurde Ende September 1928 begonnen. Ein Montagemast stellte die Ständer und Verbände eines Schusses der Gerüsttürme auf und wurde dann an den jeweils montierten Teilen um ein Stockwerk gehoben. Die obere Verbindungsbrücke wurde auf der Brückenfahrbahn zusammengebaut und von zwei oben auf den Gerüsttürmen stehenden Masten aus hochgezogen.

Die Fußlager der Pylonen waren, wie schon erwähnt, bereits Ende Juli 1928 montiert worden. Mit der Montage der eigentlichen Pylonenkonstruktion wurde nach Fertigstellung der Pylonengerüste im Jahre 1929 begonnen. Nachdem die vier Füße eines jeden Pylonenpfostens auf die oberen Lagerflächen gestellt waren, wurden schußweise die fertig vernietet angelieferten äußeren Kasten aufgesetzt und später die verbindenden Lamellen angelegt. Zum Vernieten der waagerechten Stöße wurde ein angeklemmtes Gerüst benutzt. Das Schlagen der Niete in den Längsreihen dagegen geschah von einem fahrbaren Gerüst aus, das vom Pylonenkran aus gehoben und gesenkt werden konnte.

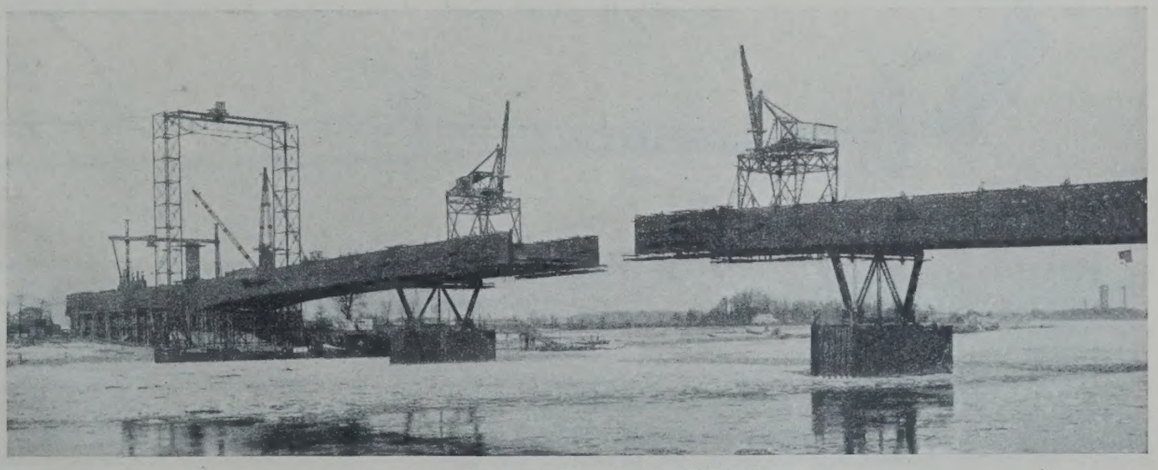


Abb. 102. Freier Vorbau in der Mittelöffnung.

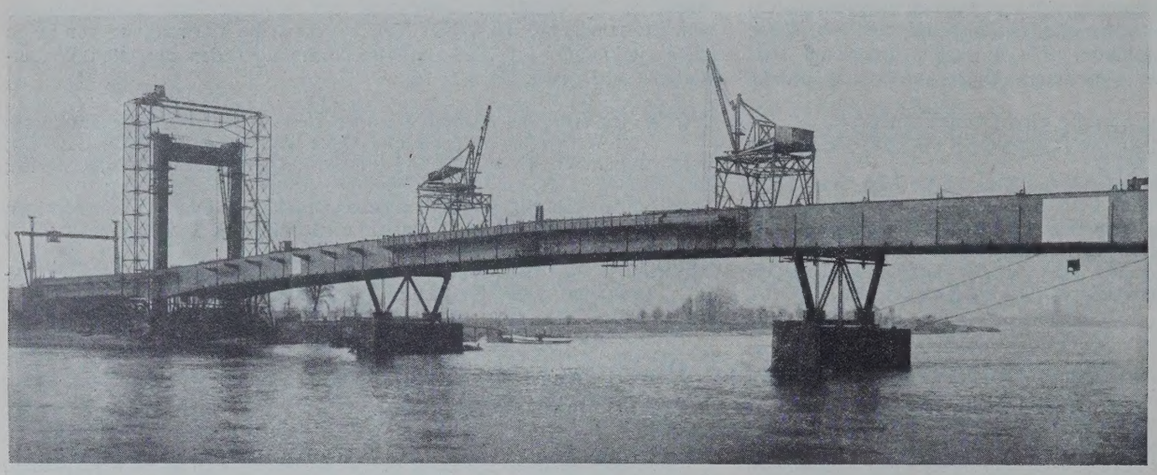


Abb. 103. Montagezustand am 24. April 1929.

Die Pylonenpfosten wurden zu Anfang der Pylonenmontage durch Eichenholzkeile an den Versteifungsträger und den Pylonenquerträger angeklemmt, diese Verbindung wurde auf der Mülheimer Seite gelöst, als nach dem Einbau des Mittelgelenkes im Versteifungsträger die freie Beweglichkeit des letzteren gegenüber dem Pylonenpfosten hergestellt werden mußte. Die Pylonenpfosten wurden dort beim weiteren Aufbau am Pylonengerüst durch ein eingebautes Sprengwerk abgestützt. Gegen Ende der Pylonenmontage wurden die Türme nach dem Hilfspfeiler und dem Gerüst in der Seitenöffnung abgeseilt, bis schließlich die vorgesehenen Festhalteseile zwischen Pylonen und Versteifungsträger eingesetzt werden konnten; hieran anschließend wurde die Abstützung des Oberteils der Pylonenlager entfernt.

Vom Pylonenriegel wurde die eine Wand mit sämtlichen Schotten und den Obergurtlamellen auf der Fahrbahn zusammengebaut und in einem Hub an Ort und Stelle gebracht. Die andere Wand wurde dann hoch oben angefügt.

Als am 24. April 1929 noch die Kabelsattellager (vgl. Abb. 89) auf den Pylonen zusammengeschraubt und die Fußwege angebracht waren, lag die ganze Eisenkonstruktion der Brücke zur Aufnahme der Kabel bereit. — Aufnahmen des Bauzustandes aus dieser Zeit zeigen die Abb. 103 u. 104.

Seilmontage. Am 25. April 1929 wurde mit dem Transport der Tragseile von der Reckbahn auf die Brücke begonnen; jedes Seil wurde auf 80 Rollwagen aufgelegt, die in 7 m Abstand auf die ganze Seillänge verteilt waren. Ein Versuch, die Seile in 10 m Abstand zu lagern, schlug fehl, weil der Durchhang des Seiles zwischen zwei Wagen so groß wurde, daß das Seil den Boden streifte; auch bei 7 m Wagenabstand mußten während des Aufladens an den Enden die letzten Wagen in ihrem Abstand festgelegt und während der Fahrt die hinteren Wagen gebremst werden, damit sie nicht zusammenliefen und das Seil auf den Boden zu liegen kam.

Das Aufladen der Seile geschah ohne besondere Hilfsmittel. Jedes Seil wurde abschnittweise auf 14 m Länge angehoben und auf einen bereitgestellten Wagen gelegt. Nur zum Aufladen der Seilköpfe waren Laufkatzen mit Flaschenzügen vorgesehen, die die Seilenden anhoben und auf die Endwagen luden.

Von der Reckbahn führten zwei Schienenstränge über das Vorflutgelände bis an die Ober- und Unterstromseite des Treppenpfeilers, der

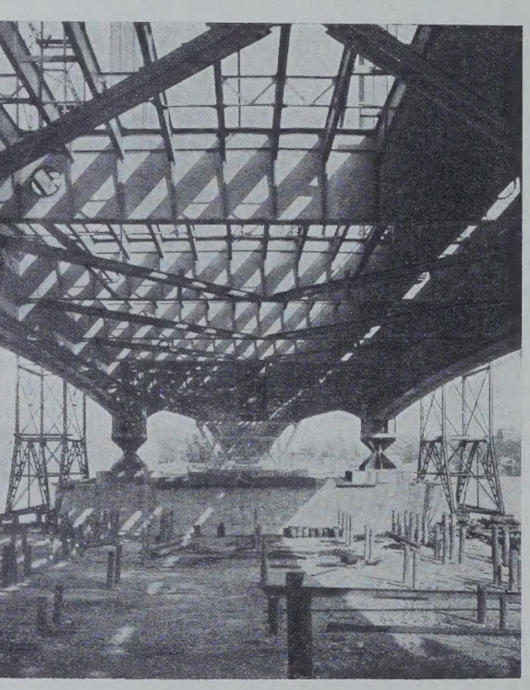


Abb. 104.
Durchblick längs der Brücke nach dem Stande vom 24. April 1929.

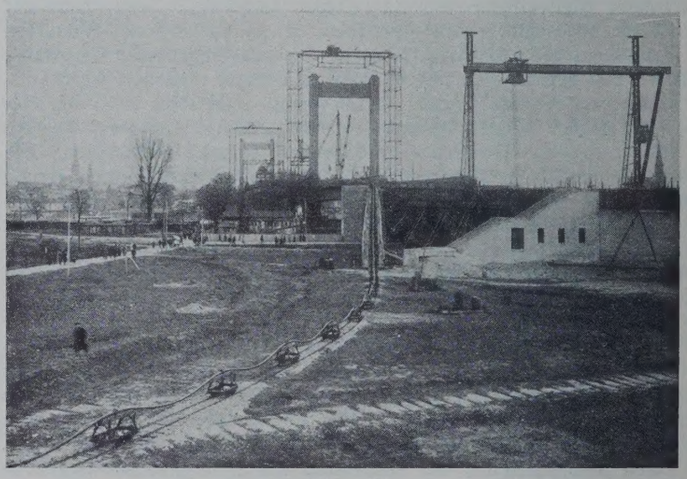


Abb. 106.
Transport der Tragseile von der Reckbahn auf die Brücke.

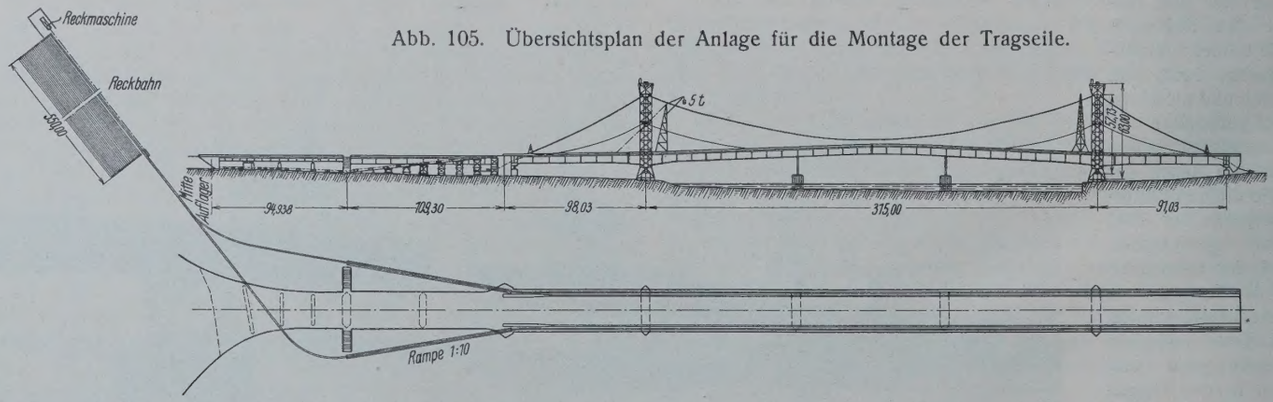


Abb. 105. Übersichtsplan der Anlage für die Montage der Tragseile.

zwischen den Flut- und Vorlandbrücken liegt. Neben den Flutbrücken lagen die Gleise auf einer Rampe, die in einer Neigung 1 : 10 auf den Kölner Ankerpfeiler führten. Kleine Gerüste verbanden die Rampenenden mit den Fußwegkonsolen der Hauptbrücke, so daß die Schienenstränge über die Fußwege der Hängebrücke bis zum Mülheimer Verankerungspfeiler geführt werden konnten. Die Gesamtanlage zeigt Abb. 105.

Mit einer fahrbaren elektrischen Kabelwinde von 3 t Zugkraft wurden die Seile über die Rampe und die Hauptbrücke entlanggezogen (vgl. Abb. 106). Da die Trommel der Winde nur 250 m Drahtseil faßte, wurde sie auf der 750 m langen Fahrstrecke zweimal umgesetzt. Von der ersten Stellung am Kölner Verankerungspfeiler zog sie den vorderen Seilkopf bis an das obere Ende der Rampe. Von der zweiten Stellung am Mittelgelenk aus wurde das Seil bis zur Brückenmitte geschafft. Die letzte Strecke von der Brückenmitte bis zum Mülheimer Ende wurde dann als 3. Abschnitt befahren. Sobald der Seilkopf die obere Einführungsöffnung am rechten Ankerende des Versteifungsträgers erreicht hatte, wurde er durch eine Katze vom Wagen gehoben und das Seil über die Umlenklager durch die betreffende Stützrippenkammer des Versteifungsträgers durchgezogen. Auf dem Mülheimer Rampengelände wurde dann das vordere Seilende noch rd. 50 m weiter gezogen, bis der andere Seilkopf bei der Einführungsöffnung am linken Ankerende des Versteifungsträgers ankam. Hierauf wurde das linke Seilende in den Versteifungsträger eingeführt und dabei rd. 10 m zurückgezogen; es lag dann auf der Kölner Seite die Pylonenmarke des Seiles bereits am Fußpunkt des Pylonen. Während dieser Bewegungen lag das Seil dauernd auf den Rollwagen auf, so daß jedes Schleifen vermieden wurde.

Rechts und links der Pylonenmarke wurde das Seil an je ein Hängependel angeschlagen. Jedes dieser Pendel besaß drei Gurte aus Hanfgewebe, die um das Seil herumgeschlungen und durch je zwei rauhe Stahlgußkeile festgeklemmt wurden. Die beiden Hängependel griffen an einem Waagebalken an, so daß von den sechs Gurten mindestens vier gleichmäßig zum Tragen kommen mußten.

An der Kölner Seite wurde das Seil mit dieser Anschlagvorrichtung vom Pylonenkran so weit gehoben, bis in der rücklaufenden Bewegung des rechten Seilendes die Mülheimer Pylonenmarke die Mitte des Pylonenfußes erreichte. Jetzt konnte das Seil auch auf der Mülheimer Seite angeschlagen und mitgehoben werden.

Während des Anhebens an den Pylonen fuhren durch den auftretenden Zug die Seilköpfe zwangläufig auf ihren Wagen wieder an die Ankerenden heran. Sie wurden dabei durch eine Katze geführt, die an einer Kranbahn hing. Daher konnte man die Muffe senkrecht gegen die vorher eingebauten Ankerplatten anstoßen lassen. Aus Abb. 107 ist die Verankerung der Seilköpfe gegen die Eisenkonstruktion zu erkennen.

Nachdem die Seilkopfmuffen sich gegen die Ankerplatten gelegt hatten, nahm bei weiterem Anheben der Seile die erforderliche Hubkraft rasch zu, bis sie beim Hinwegfahren über das Pylonensattellager ihren größten Wert mit 20 t erreichte.

Um die Seilmontage zu beschleunigen, waren für den Seiltransport zwei Sätze Rollwagen beschafft worden; es konnte daher während des Einfädelns und Hochziehens eines Seiles das nächste Seil aufgeladen und auf den freien Fußweg gefahren werden.

Man hatte sich zunächst bemüht, die Seile — wie es vorgesehen war — so auf die Pylonen zu legen, daß die Seilmarken auf die Mitte des Sattellagers fielen. Dies gelang jedoch nicht immer. Die Marken auf den Seilen legten sich bei den vorgesehenen Muffenstellungen größtenteils landwärts der Sattellagermitte. Außerdem hingen die Seile in der Brückenmitte etwa 500 mm höher, als nach der Montageberechnung zu erwarten war. Beide Erscheinungen finden ihre Erklärung darin, daß die auf der Reckbahn erzielte Verfestigung des mechanischen Gefüges der Tragseile durch das Biegen der Seile beim Ablegen, beim Transport und beim Auflegen zum Teil wieder zurückging und die Seile kürzer wurden.

Man mußte sich damit begnügen, allen Seilen gleichen Durchhang zu geben. Auf den Pylonen wurde das Seil so aufgelagert, daß der Durchhang in Brückenmitte mit dem Durchhang der bereits montierten Seile genau übereinstimmte. Da die Seillänge — gemessen von Ankerplatte bis Ankerplatte — durch Drehen der Muffen an den Seilköpfen um ± 100 mm geändert werden konnte, so ließen sich die Seile auch in den Seitenöffnungen auf gleichen Durchhang bringen. Am Ende der Seilmontage lagen somit alle 37 Seile regelmäßig im Sechseck nebeneinander (vgl. Abb. 108).

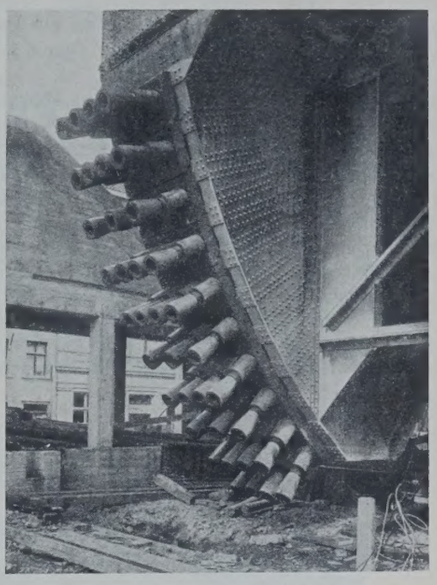


Abb. 107. Verankerung der Tragseile am Ankerende des Versteifungsträgers.

Am Ende der Seilmontage zeigte sich aus den Muffenstellungen, daß die eingebauten Seile in den oberen Lagen des Sechseckes verhältnismäßig länger waren als in den unteren. Auf der Oberstromseite waren in der obersten Seilschicht die Seile im Mittel 100 mm länger als in der untersten. Im Unterstromkabel betrug die Mehrlänge 81 mm. Die Zwischenschichten hatten je nach ihrer Lage eine entsprechende Länge.

Diese an sich auffallende Muffenstellung läßt sich durch die zeitlichen Nachwirkungen und die unelastischen Dehnungen leicht erklären. Es wurde nämlich immer wieder beobachtet, daß Seile, die gleich nach ihrer Montage noch 3 mm über dem Bündel der bereits montierten Seile hingen, schon nach einer Stunde das Bündel berührten. Ein Seil, das an der unteren Seitenwand des Bündels lag, sich also verhältnismäßig frei durchhängen konnte, wurde dreimal um 10 mm nachgezogen und hing selbst dann nach einem Tage wieder etwas tiefer, als es hängen sollte. Die Seile müssen sich also verlängert haben. Jede neue Seilschicht wurde daher mit einem größeren Durchhang montiert als die vorangegangene, woraus sich die größere Seillänge der oberen Schichten ergibt.

Verstärkt wurde diese Erscheinung dadurch, daß bei starkem Sonnenschein die oberen Seile wärmer wurden als die unteren. Die oberen Seile wurden davon länger und legten sich auf die unteren auf. Dadurch erhielten die unteren eine größere Spannung und eine größere Länge.

Während der Seilmontage entsteht im Versteifungsträger eine Druckkraft, die nach dem Aufbringen aller Seile in einer Wand 530 t betrug. Durch diese Druckkraft nähern sich die Verankerungsenden um 23 mm, die Pylonenspitzen senken sich um 2 mm und bewegen sich gegen die Mittelöffnung; in diesem Zusammenhang ergibt sich für die Seile ein Mehrdurchhang von 50 mm. Von der beobachteten Vergrößerung des Durchhanges um 98 mm bleiben somit nur 48 mm, die auf die besonderen Seileigenschaften zurückzuführen sind.

Die Montage der Seile wurde in rund fünf Wochen erledigt. Das erste Seil lag am 30. April auf den Pylonen und das letzte wurde am 3. Juni 1929 montiert. Mit der wachsenden Zahl der verlegten Seile ging die Arbeit des Heranholens und Hochziehens immer rascher vonstatten. Zum Anfahren und Hochziehen des ersten Seiles brauchte man

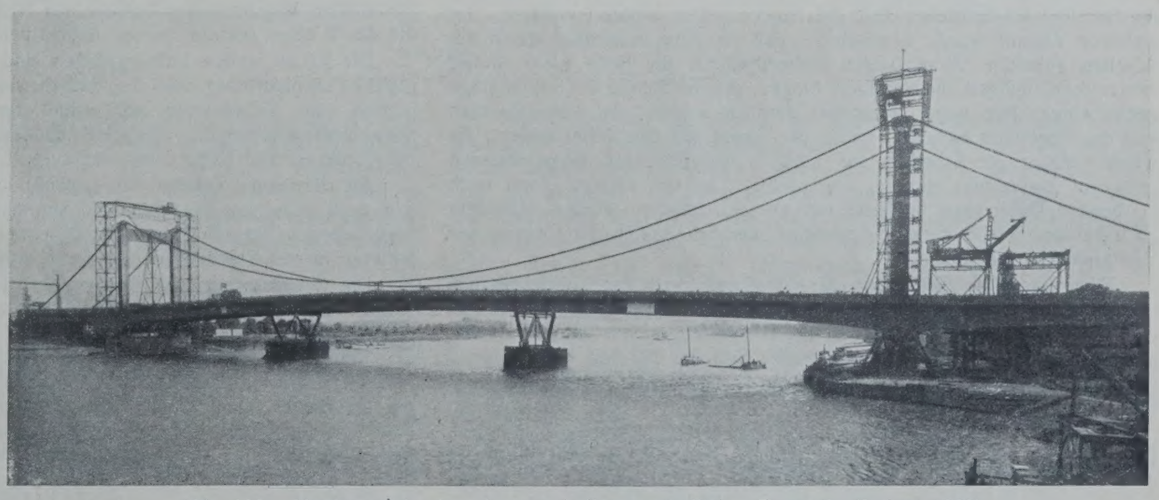


Abb. 108. Montagezustand nach dem Auflegen sämtlicher Tragseile (3. Juni 1929).

vier Tage. Das zweite Seil ließ sich in zwei Tagen erledigen. Zum dritten bis achten Seil wurde je etwa ein Tag gebraucht. Später wurden zwei und drei, ja in den letzten Tagen sogar vier Seile an einem Tag verlegt.

Montage der Schellen und Hängestangen. Das Aufstellen der 40 m hohen Schellenkrane machte keine besonderen Schwierigkeiten, da die Krane neben dem Pylonengerüst montiert werden konnten. Mit dem Anbringen der Schellen wurde daher am 10. Juni begonnen.

Im ersten Gang der Montage der Schellen und Hängestangen wurden die den Pylonen zunächst liegenden vier Punkte 9, 10, 11, 12 erledigt. In luftiger Höhe wurde jedes Schellenpaar um das Kabel gelegt und verschraubt. Um die Schrauben entsprechend anziehen zu können und die erforderliche Reibungskraft gegen Abgleiten der Schellen zu erreichen, wurde in den Montierrahmen eine 300-t-Presse eingebaut, die die Schellenhälften fest gegen das Kabel drückte. Dazu mußte der in Abb. 109 ersichtliche Pressenrahmen durch Hochklappen und Verbolzen der unteren Zugbänder geschlossen werden.

Abb. 109. Montagerahmen zum Anbringen der Kabelschellen.

Die Hängestangen wurden auf der Kölner Seite mit Hilfe der am fahrbaren Ständerbaum befindlichen Ausleger eingebaut. Während das obere Ende der Hängestange an dem einen Ausleger hochgezogen wurde, hielt der andere das untere Ende der Stange dicht über der Fahrbahn und schwenkte es zum Hauptträger. Auf der Mülheimer Seite wurden die langen Hängestangen am mittleren Stoß gelöst. Die untere Hälfte wurde aufgerichtet, die obere Hälfte mit dem bei der Schellenmontage benutzten Portalkran gehoben und neben dem Kabel hängend auf die untere Hälfte aufgeschraubt, bis der Stab seine richtige Länge erhielt.

Es stellte sich heraus, daß nach der Montage der jeweils ersten vier neben den Pylonen befindlichen Hängestangen die Bolzenlöcher in den unteren Augen über die Langlöcher der Aufhängebleche des Versteifungsträgers herabhingen, obwohl wegen des von dem Rückgang des Fabrikationsrecks herrührenden geringeren Durchhanges der Seile das Gegenteil erwartet werden durfte.

Das Kabel brauchte also nicht an den Schellen noch besonders heruntergezogen zu werden; anderseits lagen die Augen der Stäbe auch nicht so tief, daß jetzt schon eine Regulierung durch Absenkung der Ankerenden der Versteifungsträger notwendig war. Man konnte vielmehr die Schellen im mittleren Teil der Brücke gleich weiter montieren. Im weiteren Verlauf wurde beobachtet, daß in dem noch nicht durch die Schellen gefaßten 230 m langen Kabelabschnitt die Seile nicht immer in der regelmäßigen Sechseckform hingen, die am Schluß der Seilmontage genau eingehalten war. Besonders deutlich wurden die Abweichungen von der Regelform sichtbar, wenn die Sonne auf das Kabel schien. Es wurden daher die Schellen nur noch in den frühesten Morgenstunden oder bei bedecktem Himmel angepreßt. Um die kleinen dann noch bleibenden Differenzen im Seildurchhang zu verteilen, wurden außerdem noch bei der Schellenmontage zunächst vier Schellen in der Gegend der Viertelpunkte angebracht.

Eine gute Vorstellung von der Empfindlichkeit der Gleichgewichtseinstellung des Kabels erhält man, wenn man bedenkt, daß durch das Anbringen der vier ersten Schellen und Hängestangen von jedem Pylonenpfosten aus das Seil in der Brückenmitte sich um 225 mm hob, während es sich durch das Anbringen der nur 3 t schweren Mittelschwelle in Punkt 22 wieder um 100 mm senkte.

Am 9. Juli waren sämtliche Schwellen und Hängestangen montiert. Die unteren Augen der Hängestangen hingen tiefer als die Ausschnitte in den Aufhängeblechen der Versteifungsträger. Das Einziehen der Bolzen erfolgte beim Ablassen der Ankerenden des Versteifungsträgers.

Absenken des Versteifungsträgers. Das Absenken der Brücke begann an den Ankerenden. Dort betrug der Auflagerdruck auf die Pendelstütze etwa 600 t. Im Laufe der Seilmontage trat eine Entlastung der Pendelstütze ein, die nach dem Aufbringen der 37 Seile 187 t und nach der Montage der Schellen und Hängestangen 243 t je Wand betrug. Diese Entlastung wurde durch das Auflegen der Belageisen und das Einbringen der 300 t je Wand schweren Eisenbetontröge mehr als ausgeglichen, so daß die Pendelstütze mit der größten zulässigen Last von 720 t beim Beginn des Absenkens belastet war.

Während des Ablassens der ersten 200 mm auf jeder Rheinseite ließen sich die Hängestangen sämtlich einfädeln. Auch die steifen Hängestäbe in der Brückenmitte konnten anschließend eingebaut werden.

Das weitere Ablassen an den Ankerenden brachte lediglich ein Anspannen der Seile und eine Entlastung der Hilfspfeiler. Trotzdem dabei für jedes Pendel weitere 50 t Ballastbeton eingebracht wurden, trat schon vor Schluß des Ablassens Gleichgewicht zwischen der aufwärts wirkenden Seilkraft und den abwärts gerichteten Eisen- und Betongewichten ein. Auf der Kölner Seite blieb die Pendelstütze 250 mm über der Endlage stehen. Auf der Mülheimer Seite stand das Pendel 150 mm über seiner Schlußstellung.

Um das Absenken schnell beenden zu können, wurde die Brücke nach dem Aufbringen des erforderlichen Ballastbetons zunächst nur auf einer Rheinseite weiter abgelassen und die Ankerstäbe an den unteren Kreuzköpfen angeschlossen. Nach dem Vernieten konnte das Ankerpendel Zugkräfte aufnehmen. Weiterer Ballast war also auf der bereits angeschlossenen Seite nicht mehr erforderlich, während die Brücke auf der anderen Rheinseite heruntergelassen wurde. Am Schluß des Absenkens an den Ankerenden waren auf der Mülheimer Seite im ganzen 450 t, auf der Kölner Seite 550 t Ballastbeton eingebracht.

Das Ablassen der Konstruktion an den Hilfspfeilern ging sehr schnell und ohne besondere Schwierigkeiten vonstatten. Der Auflagerdruck betrug zu Beginn des Absenkens 340 t je Punkt. Der 405 mm betragende Absenkweg wurde in vier Stunden bewältigt.

Während des Ablassens waren Dehnungsmesser an vier verschiedenen Seilen angebracht. Es zeigte sich, daß die vier Seile gleiche Dehnungen erfuhren und die gemessenen mit den errechneten Spannungen genau übereinstimmten.

Bestraßung des Brückenbauwerks.

Die Fahrbahnabdeckung besteht aus 100 mm hohem schwedischen Kiefernholzpflaster, das auf eine 53 mm starke Rabitzschicht verlegt ist. Die Rabitzschicht gibt dem Holzpflaster die unnachgiebige Unterlage und verteilt die Raddrücke auf eine größere Fläche, so daß die zum Schutz gegen Sickerwasser unter der Rabitzschicht liegende Isolierschicht durch die Stöße der Verkehrslasten nicht mehr beschädigt werden kann. Als Isolierlage sind zwei je 3,5 mm starke Asphaltgewebeplatten (Jutegewebe mit reinem Bitumen) gewählt. Sie liegen auf die Breite der Fuhrwerkzonen auf einer Ausgleichschicht von Zementmörtel 1 : 3, die bis zur Höhe der Oberkante der Belageisen reicht und gleichzeitig mit dem Verlegen der Betonformsteine zwischen den Belageisen Nr. 11 hergestellt wurde. In der Straßenbahnzone, in der die Belageisen mit Rücksicht auf die Schienen tiefer liegen, ruht die Isolierschicht auf Beton von 110 mm Stärke. Die Betonformsteine zwischen den Belageisen sind aber auch in der Gleiszone in Zementmörtel verlegt und mit einer Zementmörtelschicht abgeglichen.

Den Abschluß der 17,2 m breiten Fahrbahn gegen die 1,5 m breiten beiderseitigen Radfahrwege bildet je ein Granitrandstein von 260 mm Höhe und 220 mm Breite. Er ragt 170 mm über die Fahrbahn hinaus. Die Radfahrwegabdeckung besteht aus 80 mm starken Eisenbetonplatten, die durch einen 25 mm starken Asphaltbelag überdeckt sind.

Die 3,6 m breiten Fußwegplatten sind 60 mm stark. Sie haben den gleichen Asphaltbelag wie die Radfahrwegplatten. Unter den Fußwegplatten sind Kabelkasten angeordnet zur Aufnahme von Stark- und Schwachstromleitungen. Einzelne abdeckbare Platten im Fußsteg ermöglichen es, die Kabel auszuwechseln.

An sämtlichen Dilatationen, sowohl an den Enden der Hauptbrücke wie auch zwischen den Flut- und Vorlandbrücken sind Schienenauszüge vorgesehen. Ebenso ist eine Schienenunterbrechung über den Gelenkpunkten in den Seitenöffnungen der Hauptbrücke angeordnet.

Die Entwässerung der Brückenfahrbahn geschieht durch gußeiserne Kasten von 450 mm Gesamtbreite, die in der Flucht der Randsteine eingebaut sind; ihr Abstand beträgt in der Mittelöffnung etwa 26 m. An den Enden der Hauptbrücke sind die Abstände der Entwässerungskasten verringert, damit bei starken Regenfällen kein Wasser von den Dilatationen auf die Pfeiler fallen kann. Über den beiderseitigen Ufern, sowie über dem Vorflutgelände und der Hafenbahn wird das von den Entwässerungskasten aufgefangene Niederschlagwasser durch Ablaufstutzen in verzinkte Rinnen geleitet und zu den Pfeilern abgeführt; von hier aus gelangt es durch Abfallrohre in die städtischen Entwässerungsanlagen.

Bauzeiten, Bauleistungen, Kosten.

Die Ausführungszeiten, die auf die Herstellung der einzelnen Bauteile verwendet worden sind, ergeben sich aus dem Bauplan (s. Abb.). Als Gesamtergebnis geht daraus hervor, daß das umfangreiche Bauwerk trotz vielfacher Behinderungen in der kurzen Bauzeit von 28 Monaten, vom Tage der Auftragerteilung ab gerechnet, hergestellt worden ist.

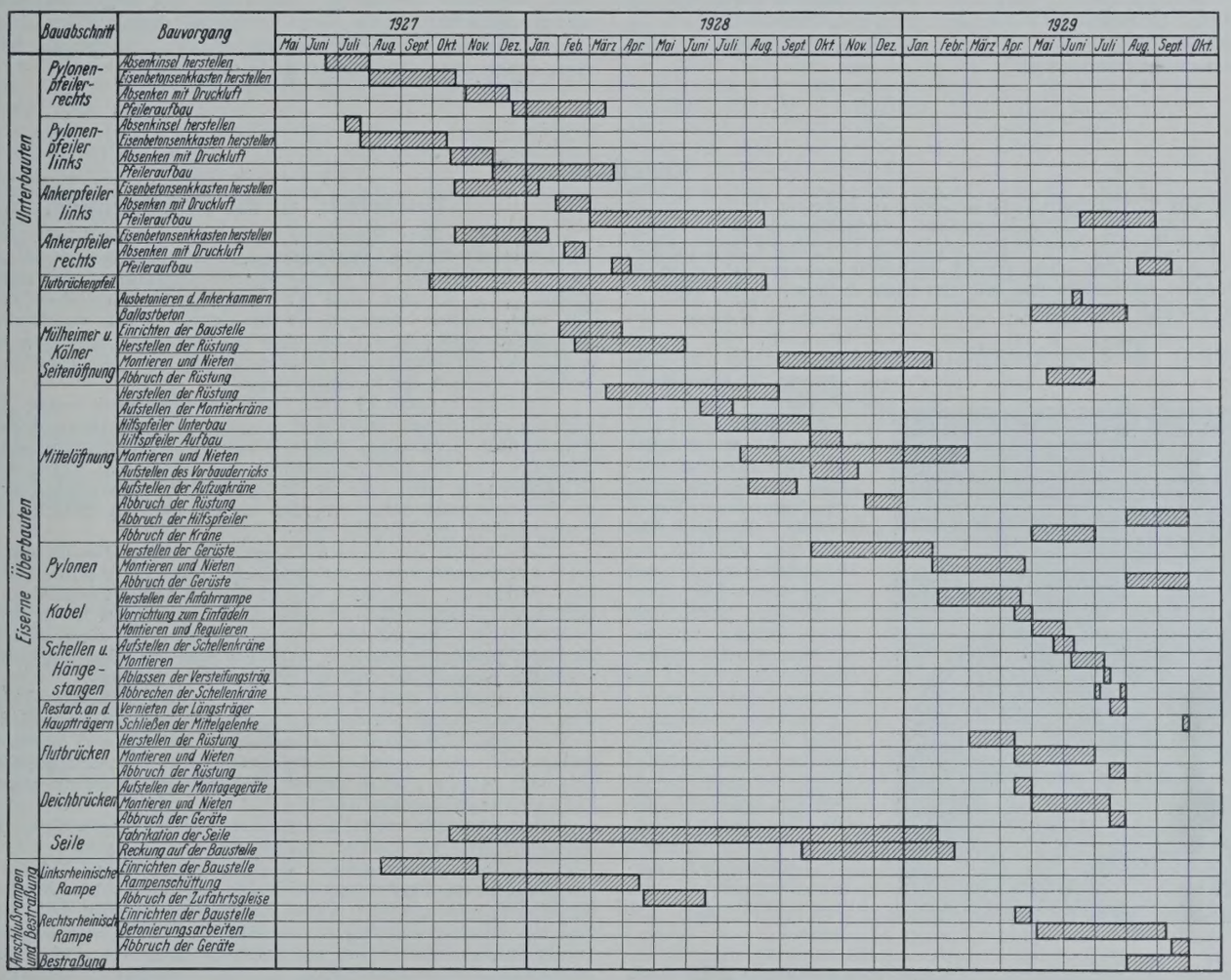
Die Behinderungen waren hervorgerufen durch Hochwasser während des ersten Bauabschnitts zu Beginn des Jahres 1928, ferner durch die fünfwöchige Aussperrung der Arbeiter in den Eisenwerken im Bereiche der Nordwestlichen Arbeitgeberverbände im November 1928, welche erhebliche Störungen in der Anlieferung der Stahlbauteile verursachte, und endlich durch den lang andauernden Frost im Anfang des Jahres 1929, wie er in solcher Stärke seit mehr als 100 Jahren nicht aufgetreten war. Seine Folgen waren Unterbrechungen im Schiffsverkehr, starke Erschwerung der Arbeiten im Freien und umfangreiche Sicherungsarbeiten gegen den erwarteten und in stärkstem Maße eingetretenen Eisgang.

Walzstahlkonstruktion der Strombrücke, aus St Si, St 48 und St 37 bestehend . . . . . 10 480 t
Walzstahlkonstruktion der Flut- und Deichüberbauten . 1 610 t
Kabel mit Schellen und Seilköpfen . . . . . 1 672 t
Stahlguß und Schmiedestahlteile der Strombrücken . . 880 t
Stahlgußlager der Flut- und Vorlandbrücken . . . . . 46 t
Nebenlieferungen, bestehend aus den Lichtmasten und Sockeln, den Entwässerungen und Einlaufkasten und dem Besichtigungswagen . . . . . 90 t

Was die Unterbauten anbelangt, so waren zu leisten:

etwa 15 000 m³ Bodenaushub unter Druckluft,
„ 2 600 m³ Beton unter Druckluft,
„ 21 000 m³ Beton bzw. Eisenbeton,
„ 1 100 m³ Hausteinverkleidung,

abgesehen von dem sonstigen Bodenaushub und den eisernen Spundwänden.



Bauplan.

Am 20. Juni 1927 wurde der erste Rammschlag gleichzeitig mit dem Ausfahren der alten Schiffbrücke getan. Am 23. April 1928 waren die Auflager der beiden Pylonenpfeiler für den Beginn der Montage der Eisenkonstruktion bereit, und am 1. August 1929 war die Aufstellung sämtlicher Überbauten und das Ablassen der Hängebrückenkonstruktion beendet. Um diese Zeit konnte planmäßig mit der Herstellung des Fahrbahn- und Fußwegbelages begonnen werden.

Die vertragliche Bauzeit schloß auch die Ausführung der Entwürfe ein, an der alle Baufirmen beteiligt waren, und die sich in gegenseitigem Einvernehmen und unter ständiger Fühlungnahme mit der Bauleitung und der Prüfungsstelle trotz der vielfachen Schwierigkeiten und der Neuartigkeit der ganzen Arbeit reibungslos abwickelte.

Über die Bauleistungen werde folgendes mitgeteilt:

Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktionen für die Überbauten beträgt 14 808 t. Im einzelnen setzt sich das Gewicht wie folgt zusammen:

Die Kosten der Herstellung des gesamten Bauwerks ohne Rampen, Fahrbahn- und Fußwegabdeckung belaufen sich nach dem mit der Stadt Köln abgeschlossenen Vertrag auf 11 098 802 R.-M., wovon ein Betrag von 155 400 R.-M. auf Schlepp- und Wahrschaudienst entfällt. Während der Ausführung ergab sich eine Reihe von Änderungen, insbesondere eine wesentliche Erweiterung der Vorlandbrücken-Konstruktion u. a., die eine entsprechende Erhöhung des Gesamtpreises zur Folge hatte. Von dem ursprünglichen Betrage entfielen 2 580 000 R.-M. auf die Pfeiler und Widerlager und 8 363 402 R.-M. auf die Überbauten.

Um die Planung, den Entwurf, die Berechnung, die Werkstatt- und Bauausführung haben sich die nachstehend genannten Herren besonders verdient gemacht:

Von der Gemeinschaft der Eisenbaufirmen sind zunächst die Leiter der drei Brückenbauanstalten: Dr.-Ing. ehr. Franz Brunner, Dr.-Ing. ehr. Hans Herrmann, Direktor Martin Metzler zu nennen.

Ferner:

von der Gesellschaft Harkort, Duisburg: Oberingenieur Dr.-Ing. Hoening, Oberingenieur Noll, stellvertr. Oberingenieur Neukirch und die Ingenieure Dr.-Ing. Pfannmüller, Brötz, Oberingenieur Schwab, Oberingenieur Burgwinkel;

von der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, Gustavsburg: Oberingenieur Zschiesche, Architekt Haerter, die Ingenieure Hammer, von Preschern, Dr.-Ing. Schleicher, Gabr. Weiß, Oberingenieur Kappler, Oberingenieur Benz, Oberingenieur Wagner;

von der Vereinigte Stahlwerke AG., Dortmunder Union, Dortmund: Oberingenieur Dr.-Ing. Bosch, Dr.-Ing. Witt, Dr.-Ing. von Haller, Betriebschef Kaiser, Oberingenieur Angermann.

Die Lieferung der Tragkabel und ihre Herrichtung auf der Reckbahn lag in den Händen der Firma Felten & Guilleaume, Carlswerk, AG., Köln-Mülheim. Als Mitarbeiter sind hier zu nennen: Generaldirektor Dr.-Ing. ehr. Zapf, Direktor Lehmann, Betriebsdirektor Schwier, ferner die Herren Schmidt, Krings, Laubenthal und Kahl.

Die Arbeitsgemeinschaft der zwei Tiefbaufirmen stand unter der Leitung von Herrn Heinrich Holzmann, Frankfurt, und Herrn Direktor Dr.-Ing. Bernhard Bilfinger, Mannheim.

Die Entwürfe für die Unterbauten wurden auf dem Konstruktionsbüro der Firma Grün & Bilfinger AG., Mannheim, nach Angaben des Herrn Direktors W. Neuffer bearbeitet, die statischen Berechnungen sind im einzelnen von Herrn Dr.-Ing. R. Busemann aufgestellt. Die örtliche Bauleitung wurde ausgeübt:

für Philipp Holzmann AG. von Direktor Wilhelm Koch, Düsseldorf, Dipl.-Ing. Albrecht Bischof;

für Grün & Bilfinger AG. von Direktor Emil Hoch, Köln, Dipl.-Ing. Hans Weiß und Dipl.-Ing. Rolf Geber.

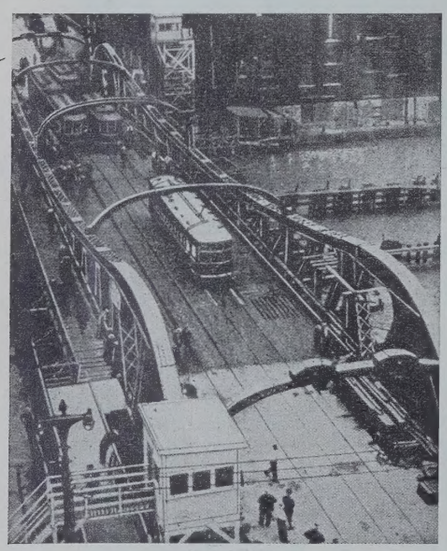
Bei der Lieferung der Eisenkonstruktion waren beteiligt die Firmen: J. Pohlig AG., Köln-Zollstock, und Maschinenbauanstalt Humboldt, Köln-Kalk.

Die Brückenbauabteilung der Stadt Köln stand unter Leitung des Herrn Oberregierungsbaurats M. Woltmann (als Direktor bei der Reichsbahn wiederum wie für die Oberleitung des Brückenbaues Köln-Deutz für die Bauleitung beurlaubt). Er wurde unterstützt von den Herren Baurat Ostertag, Stadtingenieur Vaessen, Dr.-Ing. Weiß, Vermessungsinspektor Neumann, Dipl.-Ing. Köpps.

Vermischtes.

Technische Hochschule Berlin. Der a. o. Professor Dr. Ing. Dr. jur. E. Randzio hat einen Lehrauftrag über „Kleinbahnbau und -betrieb“ erhalten. Prof. Randzio vertritt außerdem das Fachgebiet „Stollenbau“, aus dem er auch in der „Bautechnik“ mehrfach berichtet hat, auch ist er Verfasser des im Verlage von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1927, erschienenen Buches „Stollenbau“.

Schnellbau einer Klappbrücke in Chicago. Wegen der Zerstörung der alten Drehbrücke im Zuge der Clark-Straße in Chicago, die ursprünglich als Behelfsbrücke während des Baues einer neu geplanten Klappbrücke dienen sollte, entschloß man sich aus Ersparnisgründen nach Eng. News-Rec. vom 3. Oktober 1929, die neue Brücke im beschleunigten Bauvorgang herzustellen. In 47 Tagen wurde die in nebenstehender Abbildung dargestellte Klappbrücke montiert, wobei 1800 t Stahlkonstruktion und Maschinenanlagen für die Bewegungsvorrichtung im Gewichte von 200 t, sowie der erforderliche Beton für die Gegengewichte eingebracht wurden. Zs.



Vorschläge und Richtlinien des Deutschen Ausschusses für Baugrundforschung. Der Deutsche Ausschuß für Baugrundforschung (bei der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen) bemüht sich, auf dem Wege der Gemeinschaftsarbeit aller Beteiligten Richtlinien zu gewinnen und Vorschläge zu machen für die Baugrunduntersuchung und -forschung. In diesem Sinne fordert er zur Mitarbeit auf, und zwar in der Form der Stellungnahme zu den Vorschlägen einerseits und der Anwendung der Richtlinien in der Praxis anderseits.

Der Baugrundausschuß hat jetzt 1. Vorschläge und Richtlinien für Probebelastungen und 2. Vorschläge für die einheitliche Benennung der Bodenarten und für die Aufstellung der Schichtenverzeichnisse veröffentlicht[1]). Die Bitte des Ausschusses um Mitarbeit unterstützen wir auf das wärmste. Gerade die Vornahme von Probebelastungen ist besonders wichtig; sie kosten im Vergleich zu den Kosten des Bauwerkes sehr wenig und liefern stets wertvolles Material als Beitrag zur Kenntnis des Baugrundes, insbesondere dann, wenn auch das Bauwerk nachträglich noch beobachtet wird. Jeder einzelne kann hier fördernde Arbeit leisten. Kögler.

[1]) Diese Vorschläge sind von der Geschäftsstelle der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Berlin NW 7, Ingenieurhaus, zum Preise von 0,30 R.-M. für jedes Stück zu beziehen. Ebendahin werden kritische Äußerungen, die sehr erwünscht sind, erbeten.

Zuschriften an die Schriftleitung.

Schleusen ohne Wasserverbrauch. In seinem in der „Bautechnik“ 1929, Heft 20, 23 u. 27 erschienenen, vorstehend benannten Aufsatze hat Herr Prof. Rothmund zwei von mir angegebene Lösungen für das Problem der Schleuse ohne Wasserverbrauch beschrieben und erörtert. Die eine meiner Lösungen ist bei seiner Kritik verhältnismäßig gut davongekommen; da er aber nicht die richtigen Unterlagen benutzt hat, sind seine Ausführungen unvollständig und zum Teil sogar unrichtig, sie bedürfen deshalb der Richtigstellung.

Zunächst bedaure ich, daß Herr Rothmund auch meine „Verdrängerschleuse mit festem Verdränger“, wie er sie nennt, als einen Vorschlag für die praktische Lösung des Problems ausgibt. In Wirklichkeit habe ich diese Bauweise nur als eine physikalisch sehr klare und interessante Lösung ausgegeben, sie aber niemals für praktisch brauchbar gehalten; sie sollte ein Musterbeispiel dafür sein, daß das physikalisch Einfache nicht immer auch praktisch verwendbar ist.

Ganz anders verhält sich dagegen die andere Bauart, die Schleuse mit schwimmenden luftbetriebenen Aufnahmebecken, die Herr Rothmund, nicht sehr bezeichnend, „Verdrängerschleuse mit Preßluftbetrieb“ nennt. Ihre tatsächliche Anordnung ist inzwischen von mir in Heft 54 der „Bautechnik“ 1929 beschrieben; auf diese Veröffentlichung darf hier verwiesen werden, nach ihr sind die Unrichtigkeiten im Aufsatze des Herrn Rothmund wie folgt zu berichtigen.

Auf S. 303 in Heft 20 gibt Herr Rothmund an, der Verdränger V (von ihm z genannt) habe einen Fassungsraum von $^1/_3$ einer Schleusenfüllung, in Wirklichkeit könnte der Rauminhalt nur höchstens $^1/_4$ betragen, nämlich halber Schleusengrundriß mit halber Höhe des Schleusengefälles, tatsächlich noch weniger, weil man die Behälter schmaler und höher als die halbe Schleusenkammer baut.

Weiter schreibt er: „Es muß aber darauf hingewiesen werden, daß die Anwendung von Luft verschiedener Dichte, die zwischen den Behältern pendelt, die Betriebsprobe erst wird bestehen müssen und auf jeden Fall ein gut Teil der Ersparnisse an Baukosten durch Erhöhung der Betriebskosten aufgehoben wird.“ Diese Anschauung entbehrt jeder Begründung. Daß durch Luftverdünnung in einem Raum Wasser angesaugt, durch Luftverdichtung ausgepreßt wird und daß die Ansaug- bzw. Auspreßhöhe genau dem Grad der Luftverdünnung und Luftverdichtung entspricht, ist ein physikalisches Gesetz und kann nicht bezweifelt werden. Der Grad der Verdünnung und Verdichtung kann durch eine Regelungsvorrichtung, bestehend aus einer kleinen schwimmenden Glocke mit Gewichtsbelastung, sehr scharf eingestellt und von Temperaturschwankungen und Luftverlusten unabhängig gemacht werden. Inwiefern erhöhte Betriebskosten entstehen sollen, ist völlig unklar; die Luft wird ja nicht verbraucht, sondern pendelt nur von einem Aufnahmebecken zum anderen und ändert nicht einmal ihre Spannung; der Ersatz etwa durch Undichtigkeiten verlorengehender Luftmengen durch einen kleinen Kompressor spielt keine wirtschaftliche Rolle. Daß Behälter von ähnlicher Größe gasdicht hergestellt werden können, ist doch beim Bau großer Gaskessel und beim Unterseebootsbau längst praktisch erprobt.

Herr Rothmund schreibt weiter (S. 303): „Zu dem Behälterraum und dem Luftraum z in dem Ausmaß von $^1/_2 + ^1/_6 = ^2/_3$ einer Schleusenfüllung (auf je eine Einzelschleuse berechnet) kommen noch hinzu die Schwimmkammern zum Ausgleich des Eigengewichtes der Verdränger. Dieses Gewicht ist, da die Verdränger ein- und austauchen, ein wechselndes, und sein Ausgleich erfordert einen weiteren zusätzlichen Kosten- oder Arbeitsaufwand.“ Das trifft nicht zu, denn tatsächlich liegen die Verhältnisse wie folgt. Nach meinen Angaben in Heft 54 haben die Behälter b_1 und b_2 keine besondere Schwimmkammer; das Eigengewicht wird vielmehr durch einen Auftrieb aufgenommen, der durch Erhöhung des Wasserspiegels in der Schwimmgrube erzeugt wird. Dabei

wird nur eine Erhöhung der Kammer S_1 im niedrigen Becken b_1, ohne neue Decke notwendig; außerdem wird auch der Auftrieb der über den gefüllten Beckenkammern verbleibenden Lufträume mit benutzt. Wenn man die Erhöhung der Kammer S_1 als Schwimmkammer rechnen will, so ist letztere jedenfalls nur halb so groß als Herr Rothmund meint. Daß das Gleichgewicht der Aufnahmebecken beim Ein- und Austauchen gestört werde (gemeint ist wohl der Einfluß der Wandstärken und der Heberschenkel), ist nicht richtig, also bedarf es auch keines zusätzlichen Kosten- oder Arbeitsaufwandes. Denn die Gesamtbelastung eines Aufnahmebeckens beim Eintauchen und Entlastung beim Austauchen ändert sich mit der ein- und ausströmenden Wassermenge, also linear zum Wege des Beckens; der Auftrieb, der das schwimmende Becken im Gleichgewicht hält, ändert sich gleichmäßig mit der Tauchtiefe, also ebenfalls linear zum Wege; durch richtige Wahl des Verhältnisses der Grundfläche zur Höhe der Becken kann erreicht werden, daß diese in jeder Lage genau im Gleichgewicht sind. Das läßt sich wie folgt mathematisch beweisen. Es bezeichne

F die waagerechte Fläche der Schleusenkammer,
h das Schleusengefälle,
F_i den inneren lichten waagerechten Schnitt (Füllquerschnitt) der Beckenkammern,
F_a den äußeren eintauchenden waagerechten Schnitt der Becken,
n die Anzahl der Beckenkammern,
t die nutzbare Füllhöhe der Beckenkammern,
x die Tauchtiefe eines Aufnahmebeckens in höchster Lage,
y seine Tauchtiefe in tiefster Lage,
G_1 das Gewicht des Aufnahmebeckens in höchster Lage, bestehend aus Eigengewicht nebst Aufbauten, Hebern und Heberfüllung, sowie restlicher Füllung der Kammern,
G_2 das Mehrgewicht der ausgetauchten Heberschenkel gegenüber den eingetauchten,
γ das spezifische Gewicht des Wassers.

Die Bedingung, daß der nutzbare Beckeninhalt gleich dem halben Inhalte der Schleusenkammer sein muß, ist

$$n \cdot F_i \cdot t = F \cdot \frac{h}{2}. \tag{1}$$

Der Weg des Aufnahmebeckens von der höchsten bis zur tiefsten Stellung ist

$$y - x = \frac{h}{2} + t. \tag{2}$$

Die Bedingungen, daß in höchster und tiefster Beckenstellung das Beckengewicht gleich dem Auftrieb sein muß, wenn man $F_a = F_i + K$ setzt, wobei K den Unterschied der Querschnitte infolge der gewählten Wandstärke bedeutet, sind

$$(F_i + K)\, x = G_1 \tag{3}$$

und

$$(F_i + K)\, y = G_1 + n\, t\, F_i - G_2. \tag{4}$$

Das sind vier Gleichungen, aus denen die Unbekannten F_i, t, x und y eindeutig bestimmt werden können.

Daß die Anordnung bei einer Einzelschleuse wirtschaftlich etwas ungünstiger ausfällt als bei einer Doppelschleuse, ist selbstverständlich und gilt für alle Sparschleusen. Abb. 3 auf S. 857 zeigt indessen, daß der Umfang der Anordnung, wenn die Schleusenkammer A_2 durch eine feste Aufnahmekammer ersetzt wird, immerhin noch erträglich bleibt.

Beim Vergleich der verschiedenen Bauarten schreibt Herr Rothmund auf S. 426, den Verdrängerschleusen, zu denen er auch meinen Vorschlag rechnet, hafte ohne Ausnahme der Nachteil an, daß die Schwimmgruben mit lotrechten Seitenwänden und teilweise sehr stark vertiefter Sohle hergestellt werden müßten. Dies trifft auf die von mir angegebene Bauart im allgemeinen nicht zu, denn sie erfordert keine senkrechte Einfassung der Schwimmgrube; es sind lediglich Führungspfeiler notwendig, diese können vorteilhaft mit den Schleusenmauern (oder mit der Mauer der Aufnahmekammer A_2 im Falle der Abb. 3 auf S. 857) verbunden werden. Durch Anordnung von Saugekammern S_1 und S_2 über den offenen Kammern O_1 und O_2 wird eine höhere Lage der Aufnahmebecken erzielt, dadurch wird eine tiefe Sohle der Schwimmgrube vermieden. In Abb. 2 (S. 856) ist eine Schleuse mit zweikammerigen Aufnahmebecken dargestellt, dabei ist die Sohle der Schwimmgrube kaum tiefer als die Schleusensohle, solange die Füllhöhe einer Kammer nicht größer ist als die nutzbare Tiefe der Schleusenkammer. Im Falle der Abb. 3 mit dreikammerigen Aufnahmebecken ist die Tiefe ebenfalls noch gering. Erst bei großen Gefällen nach Abb. 4 (S. 857) rückt die Sohle der Schwimmgrube ungefähr um die Höhe des halben Schleusengefälles unter Unterwasser.

Die sichere Überleitung des Wassers ist für die Anwendung von beweglichen Aufnahmebecken von entscheidender Bedeutung. Man muß sich nämlich klarmachen, daß der Verbindungsweg zwischen Schleusenkammer und Becken einen recht großen Querschnitt haben muß, wenn die Füllung der Schleuse schnell und die Bewegung des Aufnahmebeckens ohne zu große Antriebsenergie geschehen soll. Vergleichsrechnungen zeigen, daß man zweckmäßig keine viel größere Durchflußgeschwindigkeit als 1,20 m/sek zulassen kann. Das ergibt für eine Einzelschleuse von den Abmessungen des Mittellandkanals (85 m Länge, 12 m Breite, rd. 1100 m² Grundrißfläche) bei einer Steiggeschwindigkeit von 4 cm/sek einen Querschnitt von $\frac{1100 \cdot 0{,}04}{1{,}2} = 37$ m², für eine Schleppzugschleuse von 225 m Länge $\frac{37 \cdot 225}{85} =$ rd. 100 m². Es ist völlig ausgeschlossen, solche Querschnitte mit Teleskoprohren nach dem Vorschlage Schneiders herzustellen; auch an den Gleitschilden wird man wenig Freude erleben, zumal die Dichtungen unsichtbar unter Wasser liegen. Mit frei eintauchenden Hebern, die beliebig durch Versteifungswände unterteilt werden können, läßt sich dagegen jeder gewünschte Querschnitt ohne Wasserverlust erzielen. Solche Heber können, wie auf S. 857 nachgewiesen wurde, auch für große Schleusengefälle benutzt werden. Im übrigen steht nichts im Wege, auch für meine Bauart andere Verbindungen anzuwenden, wenn sie sich im Einzelfalle als zweckmäßiger erweisen sollten.

Zum Schluß stellt Herr Rothmund Vergleiche an über den Inhalt der für verschiedene Schleusenbauarten erforderlichen festen und beweglichen Räume, um hiernach auf die Wirtschaftlichkeit zu schließen. Seine Ableitung von Beziehungen zwischen den einzelnen Schleusenarten ist leider wenig klar; bei den Tauchschleusen hat er die Tauchgrube nicht in ganzer Größe mitgerechnet, dagegen die Schwimmgrube bei den Schleusen mit schwimmenden Aufnahmebecken voll in Rechnung gestellt. Zu dieser ungleichen Behandlung fehlt die Berechtigung; eher sollte die Schwimmgrube weniger hoch angerechnet werden, weil sie bereits durch die Schleusenwände eingefaßt wird und keine senkrechten Abschlußmauern an den Stirnseiten erfordert. Ein richtiger Vergleich der Räume, den die günstigste Rothmundschleuse, nämlich die Zwillingstauchschleuse mit Tauchschwimmer nach Abb. 17 bis 24 des Rothmundschen Aufsatzes, S. 345 bis 348, erfordert, mit den Räumen der Schleuse nach Vorschlag Proetel in der durch Abb. 2 auf S. 856 dargestellten Anordnung führt zu einem von den Rothmundschen Tabellen und Darstellungen auf S. 426 und 427 nicht unwesentlich abweichenden Ergebnis. Mit Vernachlässigung der Wandstärken, Verbindungsleitungen und Führungen, aber nicht der Wasserräume unter dem Unterwasser, wird der Rauminhalt für eine Schleuse von 15 m Gefälle und l m nutzbarer Länge für die Zwillingstauchschleuse $1518 \cdot l$ in m³, für die Schleuse mit schwimmenden Aufnahmebecken $897 \cdot l$ in m³. Wenn man die Tauchgrube und Schwimmgrube nicht berücksichtigen wollte, tritt ein Minderbedarf an Raum bei der Zwillingstauchschleuse erst von 11 m Gefälle ab ein, wobei aber bei ihr die frei stehenden Führungspfeiler und die Stirnmauer am Unterhaupt nicht unberücksichtigt bleiben dürfen.

Der umbaute Raum ist für Anlagekosten und Wirtschaftlichkeit selbstverständlich nicht allein maßgebend; die Dichtungen, Führungen, Anschlüsse spielen eine wesentliche Rolle, ebenso die Betriebssicherheit. Daher ist auch der Vergleich der Zwillingstauchschleuse mit der Speicherschleuse in Anderten, Abb. 21, nicht beweiskräftig. Der unbestreitbare Vorteil des Fehlens großer beweglicher Behälter mit schwierigen Dichtungen tritt dabei zuungunsten der Speicherschleuse nicht in Erscheinung. Man erhält schon ein anderes Bild, wenn bei der Tauchschleuse die Führungspfeiler, die Tauchgrube und die Verbindungsleitungen entsprechend eingetragen werden. Würde man auch ein Gegengewichtshebewerk nach Art desjenigen bei Niederfinow ebenso in Vergleich stellen, dann käme man zu dem Trugschluß, daß ein solches bei 15 m Gefälle noch viel einfacher sei.

Daß die Tauchschleuse für große Gefälle Beachtung verdient, soll keineswegs bestritten werden. Sie erscheint als ein Schwimmerhebewerk, bei dem Schiffstrog und Schwimmer vereinigt sind, wobei eine bedeutende Ersparnis an Baukosten erzielt wird. Ihrer Einführung stehen zur Zeit noch Bedenken entgegen wegen denkbarer Gefahren der Unterwasserfahrt und wegen der Unzugänglichkeit wichtiger Dichtungen, besonders am Unterhaupt. Vielleicht gelingt es, diese Bedenken zu überwinden.

Nach jahrzehntelangem Studium des Problems der Schleuse ohne Wasserverbrauch bin ich zu der Überzeugung gekommen, daß außer der Tauchschleuse die bisher vorgeschlagenen Bauarten nur für kleinere und mittlere Gefälle wirtschaftlich sein können; für große Gefälle von etwa 15 bis 25 m ist dagegen eine verbesserte Speicherschleuse günstiger, sofern sie mit einem Hebewerk wettbewerbfähig ist. In der Zeitschrift „Der Bauingenieur" 1929, Nr. 26, habe ich einen Entwurf für eine solche Speicherschleuse (Luftkammerschleuse von 20 m Gefälle) für den Aachen-Rhein-Kanal veröffentlicht. Diese erspart reichlich 85 % der Kammerfüllung; durch weitere erfolgversprechende Verbesserungen wird die Ersparnis ohne bewegliche Becken wahrscheinlich bis auf 90 % gesteigert werden können. Es ist wirtschaftlicher, den übrigbleibenden verhältnismäßig geringen Wasserverbrauch durch Aufpumpen zu ersetzen, als ihn durch umständliche bewegliche Vorrichtungen zu vermindern, die mit wachsendem Gefälle immer verwickelter und kostspieliger werden. Ob die Tauchschleuse mit einer verbesserten Speicherschleuse bei großen Gefällen in Wettbewerb treten kann, müßte durch vergleichende Wirtschaftlichkeitsberechnungen festgestellt werden. Dagegen sind Speicherschleusen und Tauchschleusen bei mäßigen Gefällen weniger vorteilhaft. Hier würde die von mir angegebene in Abb. 1 u. 2 auf S. 856 dargestellte Anordnung sich wirtschaftlich gestalten lassen, wie von mir an dem Beispiel einer Doppelschleppzugschleuse von 9 m Gefälle unter Verhältnissen wie bei der Stufe Allerbüttel des Mittellandkanals nachgewiesen ist.

Herrn Rothmund ist es zu danken, daß er das wichtige Problem der Schleuse ohne Wasserverbrauch wieder in Erinnerung gebracht hat. Wenn es auch noch nicht endgültig gelöst sein dürfte, so ist doch ein Fortschritt seit Schnapp und Schneiders nicht zu verkennen; es ist zu hoffen, daß sich das schon Erreichte noch weiter entwickeln und zur praktischen Anwendung bringen läßt.

Prof. H. Proetel.

Erwiderung.

Als Unterlagen für die Besprechung der von Herrn Prof. Proetel gemachten Vorschläge für Schleusen ohne Wasserverbrauch habe ich in meiner Abhandlung die m. W. bis dahin einzig vorhandenen Veröffentlichungen darüber im Handbuch von Franzius (Der Verkehrswasserbau, S. 495/499) benutzt, die vermuten lassen, daß Franzius seine Mitteilungen von Proetel selbst erhalten hat, und die jedenfalls eine

Berichtigung durch Proetel nicht erfahren haben. Ich muß daher für mich in Anspruch nehmen, daß ich die der Öffentlichkeit übergebenen richtigen Unterlagen benutzt habe, und kann „Berichtigungen" meiner Ausführungen, die lediglich eine Anpassung an die neuesten, bis zur Übersendung der Probeabzüge aus Heft 54 der „Bautechnik" 1929 durch den Verlag mir unbekannt gebliebenen Verbesserungen bedeuten, nicht als solche anerkennen.

Die Erklärung Proetels, daß seine Verdrängerschleuse mit festem Verdränger praktisch nicht brauchbar sei, dürfte in Fachkreisen allenthalben befriedigen, und es könnte dabei sein Bewenden haben, wenn nicht Herr Proetel gleichzeitig sein Bedauern darüber ausdrückte, daß ich die rein theoretische Bedeutung seiner Lösung verkannt und als einen praktischen Vorschlag „ausgegeben" hätte. Das zwingt mich zur Feststellung, daß die Erfindung Proetels durch D.R.P. Nr. 400 010 vom 5. April 1922 ab geschützt ist, und daß sie im Handbuch von Franzius eine Wiedergabe erfahren hat, bei der die praktische Verwertbarkeit stark betont ist, ohne daß der Erfinder sich dagegen gewendet hat. War es unter diesen Umständen bei der Behandlung der mir gestellten Aufgabe nicht meine Pflicht, wenigstens andeutungsweise auf die theoretisch und praktisch viel einfachere Lösung des doppelarmigen Hebels mit angehängten Schleusentrögen hinzuweisen?

Die Schleuse mit schwimmenden luftbetriebenen Aufnahmebecken. Ich war bestrebt, diesem sinnreichen Vorschlage des Herrn Proetel bis zum äußersten gerecht zu werden. Weit von mir weisen muß ich den Verdacht, als ob ich absichtlich zugunsten meiner Bauweise und zuungunsten der Proetelschen meine Vergleichszahlen berechnet hätte. Das Gegenteil ist richtig. Jeder Gegenäußerung zu den Ausführungen von Herrn Proetel über meine eigene Bauweise enthalte ich mich, obwohl ich dazu sehr viel zu sagen hätte. Es hat sich ja bei der Abfassung meiner Abhandlung nicht um einen Vergleich Proetel-Rothmund gehandelt, sondern um einen Überblick über alle behandelten Schleusen ohne Wasserverbrauch, sowie darum, diese auf einen Generalnenner zu bringen. Daß ein engerer Vergleich zwischen nur zwei Bauweisen viel genauer ausfallen müßte, ist selbstverständlich. Ich habe auch selbst deutlich genug zum Ausdruck gebracht, daß nur ein überschlägiger Vergleich in Frage komme, und ich habe ausführlich dargelegt, was ich in meine Raumzahlen einbezogen hatte, und was nicht. Wer es für richtiger hält, anders zu rechnen, dem ist dies unbenommen. Aber ich kann es nicht als eine „Berichtigung" meiner Ausführungen ansehen, wenn nun Herr Proetel meine Beurteilung angreift auf Grund neuer Vorschläge, die er eben der Öffentlichkeit unterbreitet hat.

Die von Herrn Proetel beanstandete Raumzahl $^1/_3$ für den Verdränger V (auf S. 303 meiner Abhandlung mit z bezeichnet) gilt natürlich nur für das in Abb. 3, S. 302 dargestellte Ausführungsbeispiel, das genau der Darstellung von Franzius entspricht (S. 498), mit je drei Belastungskammern von je $t = \frac{h}{4}$ Nutzhöhe und der lichten Weite $b' = \frac{4}{3} b$, wobei b die Lichtweite der Schleusenkammer beträgt. Nimmt man die Verdrängerlänge halb so groß als die der Schleusenkammer, so ist

$$3 \cdot \frac{h}{4} \cdot b' \cdot \frac{L}{2} = b L \cdot \frac{h}{2}, \text{ woraus } b' = \frac{4}{3} \cdot b \text{ wie oben und}$$

$$z = \frac{\text{Raum } V}{\text{Schleusungswassermenge}} = \frac{\frac{h}{2} \cdot \frac{4}{3} \cdot b \cdot \frac{L}{2}}{b L h} = \frac{1}{3}.$$

Die von mir angegebene Raumzahl ist also richtig. Natürlich kann man durch eine höhere und schmalere Bauweise der Kammer die Raumzahl z verkleinern, aber doch nur auf Kosten von Mehraufwendungen für Vertiefung des Beckens. Beim Hinweis auf die Möglichkeit der Verringerung der Raumzahl für V dürfte somit die Notwendigkeit der Vergrößerung der Raumzahl für das Verdrängerbecken nicht unerwähnt bleiben. Im übrigen zeigen auch die neuen Proetelschen Darstellungen in Heft 54 der „Bautechnik" überall Breitenmaße der Aufnahmebehälter, die größer sind als die der Schleusenkammer.

Mein Hinweis, daß bei der Ermittlung der Raumzahl auch die Schwimmkammern zum Ausgleich des Eigengewichtes der Verdränger berücksichtigt werden müssen, ist durchaus richtig. Eines Kosten- oder Arbeitsaufwandes darüber hinaus für den Ausgleich des wechselnden Eigengewichts beim Ein- und Austauchen des Troges bedarf es allerdings gemäß den Ausführungen des Herrn Proetel nicht mehr, da der Austauchweg der Belastungskammer nicht, wie es ohne Verwendung von Druckluft sein müßte, auch der Weg der Schwimmerentlastung ist. Die in meinem Ausführungsbeispiel enthaltenen Schwimmkammern zum Ausgleich des Eigengewichtes sind aus dem Handbuch von Franzius entnommen (s. S. 498) und dort mit V bezeichnet. Wenn Herr Proetel neuerdings diese Kammern in geschickter Weise durch Erhöhung der oberen Belastungsbecken S ersetzt, so könnte ich mir seine Ausführungen dazu klarer in folgender Fassung denken: „Wenn man die Erhöhung der Kammer S_1 als Schwimmkammer rechnen will, so ist letztere nur halb so groß als bei der von Herrn Rothmund besprochenen früheren Anordnung".

In meinen vergleichenden Ausführungen zu Ziff. 8 auf S. 426 über die Herstellung der Verdrängerbecken bin ich der Proetelschleuse scheinbar nicht ganz gerecht geworden, weil die Verdrängerbecken theoretisch auch mit beliebig geneigten seitlichen Wänden ausgeführt werden können. Praktisch bilden aber die nicht oder nur wenig von der Lotrechten abweichenden Rückenwände der Schleusenkammern die Wände des Verdrängerbeckens. Diesen günstigen Umstand habe ich ebenso wie die günstige Sohlenlage der Verdrängerbecken auf S. 303 besonders hervorgehoben und dabei zugleich auf die „außerordentlich günstige Lösung" der Proetelschen Saugheberverbindungen ohne erforderliche Eindichtung hingewiesen. Wenn also Herr Proetel glaubt, diese Vorzüge nochmals ins richtige Licht rücken zu müssen, so stößt er damit offene Türen ein.

Schließlich muß ich noch auf meine Bedenken gegen die Anwendung von Luft verschiedener Dichte beim Schleusenbetrieb eingehen. Daß ich das physikalische Gesetz über Ansaugen bei Luftverdünnung und Pressen bei Luftverdichtung angegriffen hätte, wird wohl niemand aus meinen Ausführungen herausgelesen haben. Aber meine Bedenken sind von Herrn Proetel nicht behoben worden. Wenn er einen solchen Schrecken hat vor meinen „umständlichen beweglichen Vorrichtungen, Leitungen und Dichtungen", sollten ihm da nicht auch Bedenken kommen, daß man an die Herstellung und den Betrieb von luftdichten und ständig luftdicht zu erhaltenden Behältern und Leitungen von so großem Ausmaß mit Vorsicht herantreten muß, um nicht enttäuscht zu werden, wenn auch theoretisch alles noch so schön ausgetüftelt ist, daß ferner ein Schleusenbetrieb mit pendelnder Luft von verschiedener Dichte und mit pendelndem Wasser zugleich etwas technisch nicht mehr ganz einfaches ist, und daß endlich unter Umständen der Ersatz der verlorengehenden Luft doch eine erhebliche wirtschaftliche Rolle spielen kann? Rothmund.

Da die jetzt noch bestehenden Meinungsverschiedenheiten zwischen Herrn Prof. Rothmund und mir im wesentlichen auf willkürlichen Voraussetzungen beruhen, glaube ich, auf eine Äußerung zu den vorstehenden Ausführungen verzichten und dem sachverständigen Leser die Beurteilung der ausreichend erörterten Angelegenheit überlassen zu können. Proetel.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Ernannt: zum Bürodirektor bei der Hauptverwaltung: der Reichsbahnoberamtmann Hoppe bei der Hauptverwaltung in Berlin; — zum Reichsbahnrat: die Reichsbahnbaumeister Recker in Köln, Schau in Halle (Saale), Müller-Hillebrand in Berlin, Alwin Müller und Brand in Regensburg, Spangenberger, Dr.-Ing. Fackler und Severin in Nürnberg, Krauß in Ludwigshafen (Rhein), Reinhard und Gößmann in Augsburg, Otto in Ölsnitz (Vogtl.), Gohlke in Lauban, Rösch in Oppeln, Kaißling in Köln, Steinbauer in München und Oettl in Würzburg, die Reichsbahnassessoren Deiß in Essen, Dr. jur. Stiegler in Erfurt, Dr. jur. Strößenreuter in Regensburg und Dr. jur. Forster in Würzburg, sowie die Reichsbahnamtmänner Dietrich in Insterburg und Gaecks in Köln; — zum Reichsbahnamtmann: die Reichsbahnoberinspektoren Ender und Göttsche in Altona, Trustädt, Lück und Hanke in Berlin, Gehrke in Breslau, Heimbach in Elberfeld, Derksen in Essen, Hugo Müller in Leipzig, Krug in Kassel, Kosch in Oppeln, Wolter in Frankfurt (Oder), Hönicke in Stettin, Heberlein in Nürnberg, Zocher in Riesa, Rau in Stuttgart, Schurr in Ulm, Großmann in Karlsruhe und Merkert in Ludwigshafen (Rhein) und die technischen Reichsbahnoberinspektoren Spenner in Breslau, Piepenbrink in Liegnitz, Strecker in Gera, Schulze in Magdeburg, Deeg in Hof, Grieshammer in Augsburg, Keller in Chemnitz und Marek in Dresden; — zum Oberlandmesser auf wichtigerem Dienstposten: die Oberlandmesser Kapitzke in Frankfurt (Oder) und Jakob Müller in Stuttgart.

Versetzt: die Reichsbahnräte Dr. jur. Jahnke, bisher bei der R. B. D. Königsberg (Pr.), als Vorstand zum Verkehrsamt Gera, Curtius, Vorstand des Betriebsamts Goldap, als Vorstand zum Bahnamt Ortelsburg, Knopf, bisher bei der R. B. D. Königsberg (Pr.), als Vorstand zum Betriebsamt Goldap, Achtelik, bisher bei der R. B. D. Oppeln, zur R. B. D. Halle (Saale), Warnecke, Werkdirektor des Ausbesserungswerks Fulda, in gleicher Eigenschaft zum Ausbesserungswerk Nied, Eberhard Lehmann, Werkdirektor des Ausbesserungswerks Nied, in gleicher Eigenschaft zum Ausbesserungswerk Fulda, Werner Ebel, bisher bei der R. B. D. Berlin, als Leiter einer Abteilung zum Ausbesserungswerk Öls, Wilhelm Kunze, bisher beim Ausbesserungswerk Leinhausen, als Leiter einer Abteilung zum Ausbesserungswerk Göttingen, Petzoldt, Leiter einer Abteilung beim Ausbesserungswerk Glückstadt, zur R. B. D. Berlin und Niederstraßer, Leiter einer Abteilung beim Ausbesserungswerk Öls, zum R. Z. A. in Berlin, der Reichsbahnassessor Dr. jur. Prinz, bisher bei der R. B. D. Dresden, zur R. B. D. Elberfeld sowie die Reichsbahnbaumeister Wiens, Leiter einer Abteilung beim Ausbesserungswerk Dortmund, zum R. Z. A. in Berlin, von Lochow, bisher beim Maschinenamt Gießen, als Leiter einer Abteilung zum Ausbesserungswerk Dortmund und Niesel, bisher beim Maschinenamt Kassel, als Leiter einer Abteilung zum Ausbesserungswerk Glückstadt.

In den Ruhestand getreten: Reichsbahnoberrat Theodor Lauböck, zuletzt Vorstand des Bauamts München Ost, die Reichsbahnamtmänner Rechnungsräte Paul Langheinrich, Vorstand des Präsidialbüros der R. B. D. Altona, Johann Gach, Vorstand des Fahrplanbüros der R. B. D. Breslau, und Adolf Krug, Hilfsdezernent bei der R. B. D. Kassel, sowie die Reichsbahnamtmänner Gustav Fuhrmeister beim Prüfungsamt der R. B. D. Altona, Bernhard Reisch, Hilfsdezernent bei der R. B. D. Osten in Frankfurt (Oder), Julius Behringer beim Zentralmaschinenamt der Gruppenverwaltung Bayern in München, Rudolf Finkbeiner, Vorsteher der Güterabfertigung Stuttgart Hauptbahnhof, und Franz Haaf, Vorstand der Verkehrskontrolle I der R. B. D. Karlsruhe.

INHALT: Eisenbetonbogenbrücke über die Lahn zwischen Ober- und Niederlahnstein. — Zur Frage der Wasserundurchlässigkeit von Beton. — Merkwürdige Erfahrungen bei der Bestimmung von Grundwasserständen mit Beobachtungsrohren. — Die Straßenbrücke über den Rhein in Köln-Mülheim. (Schluß). — Vermischtes: Technische Hochschule Berlin. — Schnellbau einer Klappbrücke in Chicago. — Vorschläge und Richtlinien des Deutschen Ausschusses für Baugrundforschung. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

Ende des Jahrgangs 1929.

286 07/99 33691 BUI 51

UNIVERSITY OF ILLINOIS-URBANA
3 0112 043192217